







**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

Alexandre José Serqueira Ferreira

**Análise do comportamento de  
perfis metálicos enformados a frio  
com secção em  $\Omega$ .**

Tese de Mestrado

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação da

**Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente**

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO PARCIAL DESTA DISSERTAÇÃO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;

Universidade do Minho, \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

Assinatura: \_\_\_\_\_



## AGRADECIMENTOS

---

Neste espaço apresento os meus sinceros agradecimentos:

À Professora Isabel Valente, orientadora científica desta dissertação, por toda a dedicação e disponibilidade com que acompanhou o meu trabalho.

À empresa PerfilNorte – Empresa de Perfilagem, S.A., por disponibilizar todos os provetes necessários à realização da campanha experimental.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho, em especial, ao Sr. António Matos por toda ajuda prestada durante a realização dos ensaios.

Aos meus Pais, que sempre acreditaram em mim, por me oferecerem uma educação que nunca tiveram, por me proporcionarem a possibilidade de ter um estatuto social diferente e melhor, pelos bons momentos, pelas palavras de carinho e apoio nas horas mais difíceis, POR TUDO...

Aos meus avós e a todos os familiares diretos que sempre mostraram uma palavra de carinho e de fé.

À Ana Fernandes, futura Mestre em Engenharia e Gestão Industrial, por decidir acompanhar-me nas várias etapas da minha vida. Os agradecimentos nunca serão suficientes por toda compreensão, dedicação, carinho e amizade.

Aos meus amigos que sempre me acompanharam.

**Para ti, Tiago Miguel.**



O presente trabalho incide sobre a análise do comportamento de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal tipo  $\Omega$ . Os elementos que compõem a secção transversal dos perfis metálicos enformados a frio são considerados esbeltos e apresentam uma espessura reduzida. Apesar da elevada esbelteza dos elementos que constituem a secção transversal, os perfis metálicos enformados a frio apresentam uma boa capacidade resistente, razão pela qual têm despertado interesse em inúmeros setores e, de entre eles, o setor da construção.

Os perfis metálicos enformados a frio apresentam inúmeras possibilidades geométricas para a secção transversal. Dada a sua reduzida espessura são suscetíveis a fenómenos de instabilidade local e/ou global. Estes fatores aumentam o grau de complexidade associado ao seu dimensionamento. Neste sentido, é relevante analisar a adequabilidade da parte 1-3 da norma europeia EN 1993 a perfis metálicos enformados a frio com secção transversal de tipo  $\Omega$ .

Com o objetivo de estabelecer metodologias de dimensionamento e verificação de segurança de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$ , quando submetidos a esforços de compressão, flexão e corte, esta dissertação desenvolve as seguintes tarefas principais: quantificação analítica da capacidade resistente de várias tipologias de secção transversal, de acordo com as disposições da EN 1993-1-3; desenvolvimento de uma campanha experimental onde se realizam ensaios em elementos estruturais submetidos a flexão; desenvolvimento de modelos numéricos que sejam representativos dos ensaios experimentais, recorrendo a *software* avançado baseado no método de elementos finitos.

**Palavras chave:** perfis metálicos enformados a frio; secção transversal em  $\Omega$ ; cálculo analítico; ensaios experimentais; modelação numérica



This work focuses on the behaviour of cold-formed steel elements with  $\Omega$  cross section. The elements that constitute the cross section of cold-formed steel elements are considered slender, and have a very thin thickness. Nevertheless, cold-formed steel sections present high strength capacity, which is the reason why so many sectors, and among them the construction industry, are interested in using them.

Cold-formed steel elements enable a wide range of geometrical possibilities for the cross section. Due to the reduced thickness the sections are sensitive to global buckling and/or local buckling phenomenon. These factors increase the complexity of the design calculation. In this sense, it is important to analyze the suitability of part 1-3 included in the European Standard EN 1993 in the analysis of cold-formed steel elements with  $\Omega$  cross sections.

With the aim of establishing methodologies for the design and safety verification of cold-formed steel elements with  $\Omega$  cross sections submitted to compression, bending and shear stresses, this work develops the following tasks: analytical quantification of the strength capacity based on EN 1993-1-3 dispositions; development of an experimental campaign where tests are performed on structural elements subjected to bending; numerical analysis using advanced software that is based on the finite element method.

**Keywords:** cold-formed steel elements;  $\Omega$  cross section; analytical methods; experimental campaign; numerical analysis.



### CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Estrutura da dissertação .....	3

### CAPÍTULO 2

ESTADO DO CONHECIMENTO.....	5
2.1 Considerações Gerais.....	5
2.2 Durabilidade e sustentabilidade das estruturas em aço.....	6
2.2.1 Durabilidade .....	6
2.2.2 Sustentabilidade .....	7
2.3 Aplicações de elementos metálicos enformados a frio .....	8
2.4 Tipos de elementos estruturais em aço enformados a frio.....	8
2.4.1 Perfis estruturais.....	9
2.4.2 Painéis de chapa e chapas perfiladas.....	9
2.4.3 Reforços .....	10
2.5 Características dos materiais utilizados .....	11
2.6 Processo de produção.....	11
2.6.1 Laminagem a frio .....	12
2.6.2 Quinagem .....	12
2.6.3 Influência do processo de produção .....	13
2.7 Vantagens e desvantagens dos perfis metálicos enformados a frio .....	15
2.8 Regulamentos e normas vigentes.....	16
2.9 Verificação da segurança segundo o EC3.....	18
2.10 Comportamento estrutural .....	18
2.11 Estabilidade estrutural.....	21

2.11.1	Tipos de instabilidade .....	22
2.11.1.1	Instabilidade bifurcacional .....	22
2.11.1.1	Instabilidade por ponto limite ou por “ <i>snap-through</i> ” .....	23
2.12	Estabilidade de perfis metálicos de parede fina aberta .....	24
2.12.1	Instabilidade local de placa.....	26
2.12.2	Instabilidade distorcional.....	27
2.12.3	Fenómenos de instabilidade global.....	27
2.12.4	Interação entre modos de instabilidade.....	28
2.12.5	Métodos de análise de estabilidade.....	29
2.13	Conceito de secção efetiva .....	30

## CAPÍTULO 3

FERRAMENTA DE CÁLCULO ANALÍTICO – EN1993-1-3.....	33
3.1 Objetivo da ferramenta de cálculo automático.....	33
3.2 Estrutura da ferramenta .....	34
3.3 Propriedades do material.....	36
3.4 Propriedades da secção bruta .....	36
3.5 Capacidade resistente à compressão .....	43
3.5.1 Espessura reduzida reforço de bordo.....	46
3.5.2 Capacidade resistente (compressão).....	49
3.6 Capacidade resistente à flexão segundo o eixo yy.....	49
3.6.1 Flexão segundo o eixo yy – positivo.....	50
3.6.2 Determinação da capacidade resistente (flexão positiva segundo a direção yy) .....	52
3.6.3 Flexão segundo o eixo yy – negativo .....	54
3.6.4 Espessura reduzida do reforço de bordo.....	57
3.6.5 Determinação da capacidade resistente (flexão negativa segundo a direção yy) .....	59
3.7 Capacidade resistente à flexão segundo o eixo zz.....	60
3.8 Capacidade resistente a esforços de corte .....	62
3.9 Resultados .....	63



## CAPÍTULO 4

ANÁLISE EXPERIMENTAL .....	69
4.1 Análise experimental de perfis metálicos enformados a frio com secção em $\Omega$ sujeitos à flexão .....	69
4.2 Abordagem geral à campanha experimental.....	71
4.3 Descrição dos ensaios a realizar na campanha experimental .....	74
4.3.1 Instrumentação .....	79
4.3.2 Metodologia experimental.....	81
4.4 Resultados obtidos nos ensaios à flexão .....	83
4.4.1 Ensaio com os provetes sujeitos à flexão positiva.....	94
4.4.2 Ensaio com os provetes sujeitos à flexão negativa .....	103
4.5 Comparação de resultados .....	113
4.5.1 Ensaio com os provetes sujeitos a flexão positiva.....	113
4.5.1 Ensaio com os provetes sujeitos a flexão negativa .....	114
4.6 Comparação entre a inércia experimental e a inércia obtida analiticamente em regime elástico.....	115

## CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PERFIS ENFORMADOS A FRIO COM SECÇÃO TIPO $\Omega$ .....	119
5.1 Considerações gerais.....	119
5.2 Modelo numérico.....	119
5.2.1 Tipo de elemento finito e malha adotada .....	120
5.2.2 Modelação do Material.....	122
5.2.3 Condições fronteira .....	124
5.2.4 Processo de análise.....	127
5.3 Resultados dos modelos numéricos e comparação com os resultados obtidos na campanha experimental .....	127
5.3.1 Secções sujeitas a flexão positiva.....	128
5.3.2 Secções sujeitas a flexão negativa.....	133

## CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES .....	139
------------------	-----

6.1 Considerações finais.....	139
-------------------------------	-----

6.2 Desenvolvimentos futuros.....	142
-----------------------------------	-----

## REFERÊNCIAS

Bibliografia .....	143
--------------------	-----

## ANEXOS

A.1 Anexo Capítulo 3 .....	147
----------------------------	-----

A.1.1 Parametros de entrada e secção efetiva para as secções $\Omega$ 90° e $\Omega$ 100°...	147
--	-----

A.1.2 Largura efetiva e coeficiente de enfunamento .....	152
--	-----

A.2 Anexo Capítulo 4 .....	154
----------------------------	-----

A.2.1 Resultados dos transdutores.....	154
--	-----

A.2.1.1 Ensaaios com os provetes sujeitos a flexão positiva .....	154
---	-----

A.2.1.2 Ensaaios com os provetes sujeitos a flexão negativa .....	178
---	-----

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 2.1 Pormenores construtivos para evitar a corrosão, (Simões, 2014). ....	7
Figura 2.2 Perfis de aço enformados a frio de secção aberta, secção composta aberta e secção composta fechada, (EN 1993-1-3, 2006). ....	9
Figura 2.3 Painéis de chapa e chapas perfiladas de aço enformados a frio, (adaptado de Gherzi <i>et al.</i> , 2002, e EN 1993-1-3, 2006). ....	10
Figura 2.4 Reforço Reforço de bordo: a) Reforço de extremidade simples e b) reforço de extremidade duplo b), (EN 1993-1-3, 2006). ....	11
Figura 2.5 Reforço intermédio no banzo a) e reforço intermédio na alma b), (EN 1993-1-3, 2006). ....	11
Figura 2.6 Processo de fabrico de perfis e chapas metálicos enformados a frio com recurso ao processo de laminagem a frio, (Veríssimo, 2008). ....	12
Figura 2.7 Processo de fabrico de perfis e chapas metálicos enformados a frio com recurso ao processo de laminagem a frio, (adaptado de Gherzi <i>et al.</i> , 2002 e Veríssimo, 2008). ....	13
Figura 2.8 Resultado da distribuição de tensões residuais ao longo de espessura de aço enformado a frio, (Gherzi <i>et al.</i> , 2002). ....	14
Figura 2.9 Influência dos reforços intermédios na resistência de secções de aço enformadas a frio, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006 e Veríssimo, 2008). ....	14
Figura 2.10 Modos de instabilidade de uma secção em $\Omega$ : a) global por flexão, b) global por flexão torção, c) local de placa e d) local distorcional, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012). ....	20
Figura 2.11 Distribuição das tensões ao longo da linha média da secção, (adaptado de Veríssimo, 2008). ....	21
Figura 2.12 Estabilidade do equilíbrio, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006). ....	22
Figura 2.13 Instabilidade bifurcacional, (Silvestre & Camotim, 2006). ....	23
Figura 2.14 Instabilidade por ponto limite ou por “snap-through”, (Silvestre & Camotim, 2006). ....	24
Figura 2.15 Modos de instabilidade de uma secção em $\Omega$ : a) modo instabilidade local de placa, b) modo instabilidade distorcional, c) modo de instabilidade global flexão torção d) modos de instabilidade global de flexão, (Fena, 2011). ....	25
Figura 2.16 Configuração dos modos de instabilidade de barras com secção em C, (Zeinoddini & Schafer, 2012). ....	26
Figura 2.17 Modo de instabilidade local de placa de uma coluna com secção em $\Omega$ , (Fena, 2011). ....	26
Figura 2.18 Modo de instabilidade local distorcional com secção em $\Omega$ , (Fena, 2011). ....	27

Figura 2.19 Modos de instabilidade global: a) modo global de flexão e b) modo global flexão-torção, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012).	28
Figura 2.20 Interação entre modos de instabilidade local de placa e local distorcional de uma secção em $\Omega$ , (Fena, 2011).	29
Figura 2.21 Curvas momento-curvatura para diversas classes de secção preconizadas pelo EC3, (Silvestre & Camotim, 2006).	30
Figura 2.22 Redução da secção, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006).	31
Figura 2.23 Conceito de largura efetiva, (Silvestre & Camotim, 2006).	31
Figura 3.1 Perfis utilizados para a ferramenta de cálculo em <i>Microsoft Excel</i> : a) $\Omega$ 90°, b) $\Omega$ 90° AR e c) $\Omega$ 100°.	34
Figura 3.2 Entrada de dados das propriedades do aço.	36
Figura 3.3 Variáveis geométricas referentes à secção transversal de tipo $\Omega$ 90° AR.	37
Figura 3.4 a) Menu para definição da geometria da secção tipo $\Omega$ 90° AR, b) Mensagem relativa aos limites propostos no eurocódigo e c) mensagem de erro.	37
Figura 3.5 Pormenor da geometria do canto arredondado (EN 1993-1-3, 2006).	38
Figura 3.6 Propriedades geométricas para uma secção tipo $\Omega$ 90° AR.	40
Figura 3.7 Verificação das dimensões da secção.	41
Figura 3.8 Secção tipo $\Omega$ 90° AR efetiva espectável para esforços de compressão.	44
Figura 3.9 Posição do centro de gravidade.	46
Figura 3.10 Rigidez do reforço: a) sistema real, b) sistema equivalente com mola (EN 1993-1-3, 2006).	47
Figura 3.11 Excentricidade resultante da atuação de uma carga axial de compressão sobre a secção eficaz (EN 1993-1-3, 2006).	49
Figura 3.12 Secção tipo $\Omega$ 90° AR efetiva espectável para esforços de flexão positiva em yy.	51
Figura 3.13 Secção tipo $\Omega$ 90° AR efetiva espectável para esforços de flexão em yy negativa.	54
Figura 3.14 Estado de tensão da secção para cálculo coeficiente $\Psi$ no reforço da aba.	56
Figura 3.15 Secção tipo $\Omega$ 90° AR efetiva espectável para esforços de flexão em zz.	62
Figura 3.16 Parâmetros geométricos a considerar para determinar o esforço de corte resistente (EN 1993-1-3, 2006).	62
Figura 4.1 Perfis tipo utilizados nos ensaios: a) $\Omega$ 90°, b) $\Omega$ 90° AR, c) $\Omega$ 100° e d) CLB.	69
Figura 4.2 Geometria dos perfis encomendados à empresa PerfilNorte – Empresa de Perfilagem, S.A.	70
Figura 4.3 Sistema estrutural adotado na campanha experimental.	72
Figura 4.4 Diagramas de esforço transversal (V) e momento fletor (M) decorrentes do carregamento aplicado.	72
Figura 4.5 Posição das nervuras e chapas de reforço para os perfis ensaiados à flexão negativa (medidas em mm).	74

Figura 4.6 Posição das nervuras e chapas de reforço para os perfis ensaiados à flexão positiva (medidas em mm). .....	74
Figura 4.7 Provete $\Omega$ 90° com altura 120 mm para flexão simples positiva. ....	75
Figura 4.8 Provete $\Omega$ 90° com altura 120 mm para flexão simples negativa. ....	75
Figura 4.9 Provete $\Omega$ 90°AR com altura 120 mm para flexão simples positiva.....	75
Figura 4.10 Provete $\Omega$ 90°AR com altura 120 mm para flexão simples negativa.....	76
Figura 4.11 Provete $\Omega$ 100° com altura 120 mm para flexão simples positiva. ....	76
Figura 4.12 Provete $\Omega$ 100° com altura 120 mm para flexão simples negativa. ....	76
Figura 4.13 Provete CLB com altura 120 mm para flexão simples positiva.....	77
Figura 4.14 Provete CLB com altura 120 mm para flexão simples negativa.....	77
Figura 4.15 Provete CLB com altura 160 mm para flexão simples positiva.....	77
Figura 4.16 Provete CLB com altura 160 mm para flexão simples negativa.....	78
Figura 4.17 Esquema do ensaio à flexão simples negativa, no pórtico E2 do LEST, para provete $\Omega$ 90°.....	78
Figura 4.18 Esquema do ensaio à flexão simples positiva, no pórtico E2 do LEST, para provete $\Omega$ 90°.....	79
Figura 4.19 Transdutores utilizados para medir deslocamentos verticais. ....	80
Figura 4.20 a) modelo idealizado em Robot Structural Analysis (2015) e b) barra tubular 80×80×3 mm <sup>3</sup> em aço.....	80
Figura 4.21 Apoios adotados na campanha experimental: a) extremidade 1 e b) extremidade 2. ....	81
Figura 4.22 Alçado principal do provete $\Omega$ 90°, indicação da posição dos transdutores de deslocamento (medidas em mm). ....	82
Figura 4.23 Vista em planta do provete $\Omega$ 90°, identificação dos transdutores de deslocamentos utilizados. ....	82
Figura 4.24 Corte A-A' da Figura 4.23. ....	82
Figura 4.25 Ensaio à flexão negativa do provete 90AR_120_N3. ....	83
Figura 4.26 Vista em planta do provete $\Omega$ 90° com a indicação da posição das secções em análise. ....	94
Figura 4.27 Sistemas de instabilização que poderão justificar a não simultaneidade das curvas de deslocamentos na secção de 1/2 vão, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012). ....	94
Figura 4.28 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 90_120_P1/P2/P3). ....	95
Figura 4.29 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 90AR_120_P1/P2/P3).....	97
Figura 4.30 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 100_120_P1/P2/P3). ....	99
Figura 4.31 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB_120_P1/P2/P3). ....	101
Figura 4.32 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB_160_P1/P2/P3). ....	103
Figura 4.33 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 90_120_N1/N2/N3). ....	105
Figura 4.34 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 90AR_120_N1/N2/N3).....	107
Figura 4.35 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$ 100_120_N1/N2/N3). ....	109

Figura 4.36 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB_120_N1/N2/N3).....	110
Figura 4.37 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB_120_N1/N2/N3).....	112
Figura 5.1 a) Elemento S4R e b) Pontos de integração numérica através da espessura do elemento casca, adaptado de Abaqus 6.11, 2011. ....	121
Figura 5.2 Relação entre tensões e extensões, comportamento adotado para descrever o comportamento do material, (adaptado de Martins, 2012). ....	123
Figura 5.3 Aspeto geral do modelo CLB 120 para simulação à flexão positiva.....	124
Figura 5.4 Configuração dos apoios, a) apoio sobre a nervura horizontal esquerdo e b) apoio sobre a nervura horizontal direita.....	125
Figura 5.5 Adaptação da nervura horizontal para as simulações sujeitas à flexão negativa..	125
Figura 5.6 Aspeto geral do modelo CLB 120 para simulação à flexão negativa.....	126
Figura 5.7 Carregamento adotado para simulações sujeitas à flexão positiva.....	126
Figura 5.8 Secção $\Omega$ 90° AR sujeita a flexão positiva: relação força/deformação na secção de meio vão. ....	128
Figura 5.9 Secção $\Omega$ 90° AR sujeito à flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental.....	129
Figura 5.10 Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva: relação força/deformação na secção de meio vão. ....	130
Figura 5.11 Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental. ....	131
Figura 5.12 Secção CLB 160 sujeita a flexão positiva: Relação força/deformação na secção de meio vão. ....	132
Figura 5.13 Secção CLB 160 sujeito à flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao ensaio experimental e b) ao modelo numérico. ....	133
Figura 5.14 Secção $\Omega$ 90° AR sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão. ....	134
Figura 5.15 Secção $\Omega$ 90° AR sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental. ....	135
Figura 5.16 Secção CLB 120 sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão. ....	135
Figura 5.17 Secção CLB 120 sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao ensaio experimental e b) ao modelo numérico. ....	136
Figura 5.18 Secção CLB 160 sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão. ....	137
Figura 5.19 Secção CLB 160 sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental. ....	138

## ÍNDICE DE TABELAS

---

Tabela 3.1 Características mecânicas da secção transversal bruta do tipo $\Omega$ 90° AR. ....	42
Tabela 3.2 Características mecânicas da secção transversal do reforço quando sujeito a esforços de compressão. ....	47
Tabela 3.3 Características mecânicas da secção transversal efetiva a esforços de flexão positiva segundo o eixo yy. ....	53
Tabela 3.4 Características mecânicas da secção transversal do reforço à flexão negativa segundo o eixo yy. ....	58
Tabela 3.5 Características mecânicas da secção transversal efetiva à flexão segundo o eixo yy. ....	59
Tabela 3.6 Propriedades da secção bruta, resultado do cálculo analítico. ....	64
Tabela 3.7 Propriedades da secção efetiva, para a compressão. ....	65
Tabela 3.8 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo yy positivo. ....	65
Tabela 3.9 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo yy negativo. ....	66
Tabela 3.10 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo zz. ....	66
Tabela 3.11 Propriedades da secção efetiva, para o corte. ....	67
Tabela 4.1 Quantidade e dimensões geométricas dos perfis dos perfis. ....	71
Tabela 4.2 Previsão da capacidade resistente dos perfis a serem ensaiados na campanha experimental. ....	73
Tabela 4.3 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 90° sujeitos a flexão positiva. ....	84
Tabela 4.4 Rotura, modos de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 90° AR sujeitos a flexão positiva. ....	85
Tabela 4.5 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 100° sujeitos à flexão positiva. ....	86
Tabela 4.6 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 120 sujeitos a flexão positiva. ....	87
Tabela 4.7 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 160 sujeitos a flexão positiva. ....	88
Tabela 4.8 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 90° sujeitos à flexão negativa. ....	89
Tabela 4.9 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 90° AR sujeitos a flexão negativa. ....	90
Tabela 4.10 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo $\Omega$ 100° sujeitos à flexão simples negativa. ....	91

Tabela 4.11 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 120 sujeitos a flexão negativa. ....	92
Tabela 4.12 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 160 sujeitos a flexão negativa .....	93
Tabela 4.13 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 90_120_P1/P2/P3). ....	95
Tabela 4.14 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 90AR_120_P1/P2/P3). ....	97
Tabela 4.15 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 100_120_P1/P2/P3). ....	100
Tabela 4.16 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB_120_P1/P2/P3). ....	101
Tabela 4.17 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB_160_P1/P2/P3). ....	103
Tabela 4.18 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 90_120_N1/N2/N3). ....	105
Tabela 4.19 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 90AR_120_N1/N2/N3). ....	107
Tabela 4.20 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$ 100_120_N1/N2/N3). ....	109
Tabela 4.21 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB_120_N1/N2/N3). ....	111
Tabela 4.22 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB_160_N1/N2/N3). ....	113
Tabela 4.23 Inércia experimental e inércia analítica para os ensaios à flexão positiva .....	117
Tabela 4.24 Inércia experimental e inércia analítica para os ensaios à flexão negativa .....	117
Tabela 5.1 Propriedades adotadas para o material. ....	123
Tabela 5.2 Secção $\Omega$ 90° AR sujeita a flexão positiva: Força máxima e média dos deslocamentos na secção de 1/2 vão. ....	129
Tabela 5.3 Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão para as diferentes malhas. Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva. ....	130
Tabela 5.4 Secção CLB 160 sujeita a flexão positiva: Força máxima e média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão. ....	132
Tabela 5.5 Secção $\Omega$ 90° AR sujeita a flexão negativa: Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão. ....	134
Tabela 5.6 Secção CLB 120 sujeita a flexão negativa: Força máxima e média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão. ....	136
Tabela 5.7 Secção CLB 160 sujeita a flexão negativa: Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão diferentes malhas. ....	137



### 1.1 Enquadramento

Nas últimas décadas, a utilização de materiais “leves” (aço, madeira, betão, compósitos, entre outros...) na construção, tem suscitado interesse de inúmeros trabalhos de investigação. Muito desse interesse é devido à sustentabilidade e às necessidades económicas que o Mundo, de uma forma geral, enfrenta. Após o conhecimento adquirido e parametrizado em normas e em regras vocacionadas para dimensionamento, um projetista tem de ser hábil a encontrar soluções economicamente viáveis, que cumpram critérios de segurança e outros requisitos exigidos durante o período de vida útil de uma estrutura. Nesta filosofia enquadram-se os elementos metálicos enformados a frio.

Os primeiros registos da utilização de elementos metálicos enformados a frio são datados na década de 1850, nos Estados Unidos e em Inglaterra, com aplicações na indústria automóvel e na indústria aeronáutica. Nestas indústrias, as aplicações são fortemente condicionadas pelo elevado rácio entre resistência e leveza. A utilização destes elementos com carácter sistemático na construção de estruturas de edifícios só teve lugar a partir de 1940, (Yu, 2000). O aumento crescente de elementos enformados a frio em estruturas de pequeno porte (instalações industriais, residenciais, etc.) teve origem durante e após a segunda guerra mundial, devido a se ter assistido a uma significativa diminuição do aço disponível. Desta forma, verificou-se a tendência para a construção de estruturas com reduzido peso próprio, (Prola, 2001).

As disposições normativas surgem após a publicação das pesquisas orientadas por George Winter desde 1939, na Universidade de Cornell, (Prola, 2001). Estas pesquisas deram origem, em 1946, à publicação de regulamentos relativos ao comportamento estrutural de elementos metálicos enformados a frio promovida pelo *American Iron and Steel Institute*, (AISI, 1946). Após esta publicação seguiram-se novas versões e novas normas promovidas por outros países. Por ordem cronológica destaca-se a norma canadiana (CAN3-S136-1984), a norma australiana e neozelandesa (AS/NZS4600:1996), a norma brasileira (NBR 14762) e, finalmente, a norma europeia (EN 1993-1-3 (2004)), (Laím, 2013).

Os perfis metálicos enformados a frio são produzidos a partir de chapas de espessura de reduzida, que são moldadas e/ou dobradas à temperatura ambiente até atingir a forma final. O processo de fabrico dos perfis enformados a frio permite a obtenção de inúmeras formas para a secção transversal e sua variação ao longo do desenvolvimento do próprio perfil. Estes

elementos são caracterizados pela elevada esbelteza e uma excelente relação resistência/peso que torna a utilização destes elementos economicamente muito interessante. Para ampliar o seu tempo de vida útil, ou seja, aumentar a sua durabilidade, as chapas a partir das quais são obtidos os perfis passam por um processo de galvanização. Todos estes fatores aliados a capacidade de reutilização e de reciclagem rotulam estes elementos estruturais como sustentáveis na construção atual.

Os perfis enformados a frio apresentam uma espessura constante que é significativamente inferior à de outros perfis metálicos comuns, como os laminados a quente ou os perfis reconstituídos soldados. A utilização de chapas com pequenas espessuras, usualmente entre os 1 e os 8 mm, acarreta um risco de instabilidade acrescido devido à elevada esbelteza destes elementos, (Silvestre & Camotim, 2006, Veríssimo, 2008, e Gherzi et al., 2002). Para além dos perfis apresentarem paredes esbeltas, grande parte das soluções apresenta secção aberta e, por vezes não existe simetria na secção transversal, caracterizando-se assim por uma baixa rigidez à torção. Deste modo, nos perfis enformados a frio são sensíveis a processos de instabilidade, podendo ter origem local (local de placa e distorcional), global (por flexão, flexão-torção e torção) ou na interação entre modos de instabilidade destas duas naturezas.

Em Portugal a utilização de perfis enformados a frio tem tido destaque e um aumento crescente. No entanto, a falta de bibliografia em língua portuguesa tem, por vezes, limitado a aplicação de tipologias de secção transversal na construção. Neste sentido, a presente dissertação tem o objetivo de desenvolver metodologias de dimensionamento e verificação de segurança de perfis metálicos enformados a frio, com secção transversal tipo  $\Omega$ , segundo a norma europeia EN 1993-1-3 (2004). Para tal, irá desenvolver-se, também, um estudo experimental e numérico destes elementos, para validar a metodologia de dimensionamento prevista na referida norma.

Com o aumento da eficiência e da capacidade dos pequenos computadores, a simulação numérica é cada vez mais utilizada e surge de uma necessidade de procurar novos paradigmas para o dimensionamento. Segundo Pham e Hancock (2010), num trabalho de pesquisa onde efetuaram estudos com a combinação de esforços de flexão e corte, referem que a simulação numérica com *software* de elementos finitos pode ser usada para prever as cargas últimas e analisar o comportamento pós encurvadura.

Esta dissertação dá seguimento a outros trabalhos já realizados na Universidade do Minho (Martins, 2012 e Gonçalves, 2013) no âmbito da análise de elementos metálicos enformados a frio.

## 1.2 Objetivos

Esta dissertação tem o objetivo desenvolver ferramentas e metodologias para determinar a capacidade resistente de um conjunto de perfis enformados a frio com secção transversal tipo  $\Omega$ . Nesse sentido, procura-se incluir numa ferramenta de cálculo todo o procedimento de dimensionamento e verificação de segurança de perfis enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$ , tendo em consideração o regulamento europeu vigente, ou seja, a parte 1-3 da norma EN 1993, e outra bibliografia especializada. A ferramenta de cálculo deverá ser capaz de calcular a capacidade resistente de várias secções transversais do tipo  $\Omega$ , para diferentes esforços atuantes, tais como: esforços de compressão, flexão e corte.

É também primordial estudar o comportamento estrutural destes elementos. Neste sentido, pretende-se desenvolver uma campanha experimental onde se faz uma análise de barras submetidas a esforços de flexão. Para tal, recorre-se a ensaios experimentais realizados em laboratório e a modelos numéricos construídos com apoio de *software* baseado no método dos elementos finitos (*Abaqus/Standard*) de modo a compreender o comportamento destes elementos estruturais.

Com base nos resultados obtidos nas diferentes abordagens consideradas ao longo da dissertação, pretende-se avaliar o comportamento dos vários perfis com secção transversal em  $\Omega$ . Concretamente, pretende-se caracterizar adequadamente a resposta destes elementos quando são submetidos a esforços de flexão. Com base nos resultados obtidos, será possível tecer conclusões sobre a adequabilidade das normas existentes. Os resultados obtidos servirão também de base à elaboração de tabelas de dimensionamento de perfis enformados a frio com secção transversal em forma de  $\Omega$ .

## 1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação inicia-se com um enquadramento histórico seguido da introdução do tema a estudar. Resumem-se os objetivos a que o trabalho se propõe e que, muito brevemente, passam por desenvolver ferramentas de dimensionamento e verificação de segurança de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal tipo  $\Omega$ .

No Capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica e aborda-se o tema de forma detalhada e teórica. Dá-se continuidade ao enquadramento histórico e normativo e abordam-se questões como as características do material, o tipo de elementos estruturais, os processos de fabrico, a durabilidade, a aplicação, as vantagens/desvantagens e a estabilidade estrutural.

No Capítulo 3 faz-se a explanação do raciocínio adotado na criação da ferramenta de cálculo. Expõem-se algumas metodologias de dimensionamento e verificação de segurança preconizadas na parte 1-3 da EN 1993 (norma europeia vocacionada para o dimensionamento

de elementos metálicos enformados a frio). Nesta dissertação apenas se efetua a explicação detalhada do perfil  $\Omega$  90° com abas reforçadas por uma questão de limite de páginas. Em anexo, surgem estratégias de cálculo adotadas para outros tipos de secção transversal em  $\Omega$ . Ainda neste capítulo, aborda-se o cálculo das características geométricas e mecânicas da secção  $\Omega$  90° com abas reforçadas (secção bruta e secção efetiva).

O Capítulo 4 desta dissertação dedica-se à campanha experimental desenvolvida. Nesta campanha testaram-se provetes metálicos enformados a frio com secção transversal tipo  $\Omega$  e submetidos a esforços de flexão positiva e negativa segundo o eixo perpendicular ao eixo de simetria. Este capítulo inicia-se com a apresentação dos provetes a ensaiar, fazendo-se referência ao tipo de abordagem experimental adotada e à identificação dos ensaios. O capítulo termina com apresentação de resultados experimentais obtidos e a análise e discussão desses mesmos resultados.

O Capítulo 5 contém aspetos relacionados com a modelação e análise numérica desenvolvida com base no *software* de elementos finitos *Abaqus/Standard*. São discutidos aspetos gerais da modelação, como o tipo de elemento finito adotado, a modelação do material, a geração da malha e as condições fronteira. Faz-se ainda referência ao processo de análise, comentam-se os resultados obtidos e comparam-se estes com os resultados recolhidos durante a campanha experimental.

Por último, o Capítulo 6 encerra o trabalho realizado. Este capítulo contém considerações finais ao estudo efetuado ao longo desta dissertação e indica algumas propostas para desenvolvimentos futuros.

### ESTADO DO CONHECIMENTO

---

#### 2.1 Considerações Gerais

Hoje em dia, o aço é um elemento indispensável na construção devido às suas propriedades físicas e mecânicas sendo diversa a sua aplicação nesta indústria. De entre as suas características destaca-se a elevada resistência, a sua ductilidade e capacidade de absorver energia permitindo que uma estrutura se deforme consideravelmente, antes de atingir a rotura, e a sua uniformidade atômica. A uniformidade deste material permite que seja possível prever a resposta de uma estrutura, quando solicitada, de forma muito aproximada e efetuar um dimensionamento menos conservativo. Tais características físicas, mecânicas e o preço por quilograma leva à conceção de peças esbeltas e com o máximo aproveitamento possível. A preocupação com a sustentabilidade da construção reforça a sua posição neste setor, pois, na maioria dos casos, o aço é inteiramente reciclável e/ou reaproveitável. A possibilidade de reutilização e a capacidade de produção em série de peças esbeltas traz inúmeras vantagens económicas para as empresas do setor.

No entanto, as estruturas em aço, na generalidade, apresentam alguns problemas. Tais como a corrosão, fenómenos de instabilidade local e/ou global, perda de resistência quando sujeito altas temperaturas, e possibilidade de existência de fadiga. A corrosão é combatível com a incorporação de agentes anticorrosivos. A regulamentação existente prevê a possibilidade de instabilidade local e/ou global e para isso estabelece critérios de dimensionamento. As elevadas temperaturas, atualmente, são o principal problema pois condicionam fortemente a capacidade resistente dos elementos estruturais em aço e estão associadas à presença de fogo, que é uma ação accidental, com baixa probabilidade de acontecer. As normas preveem a utilização de tintas especiais que retardam a penetração do calor no elemento metálico. A fadiga depende do tipo de carregamento da estrutura, sendo apenas relevante para o dimensionamento se as cargas tiverem caris cíclico.

Na construção metálica existem três tipos de elementos estruturais em aço: perfis laminados a quente, perfis reconstituídos soldados e perfis em chapa fina enformados a frio. Os perfis mais utilizados são os perfis laminados a quente pois apresentam tamanhos *standard* e tem elevada resistência quando comparados com os perfis enformados a frio. No entanto, as secções são menos económicas. Os perfis reconstituídos soldados são utilizados para situações específicas em que se pretendem peças de secção variável e não se apresentam com fabrico industrial em série. Os perfis enformados a frio são produzidos a partir de chapas de espessura reduzida,

geralmente com proteção anti corrosão, resultando em secções bastante esbeltas, económicas e com elevada relação entre resistência e peso. No entanto, são muito suscetíveis a fenómenos de instabilidade.

A primeira grande estrutura documentada, onde foram empregues perfis enformados a frio, foi na construção do hospital de Lychburg, USA, em 1925. A utilização destes elementos estruturais em edifícios era bastante reduzida devido à falta de informação para o seu dimensionamento. A primeira regulamentação surgiu apenas no século XX, em 1946, através da AISI (*American Iron and Steel Insitute*) com o título: “*Specification For The Design Of Cold-Formed Steel Structures*”.

A quota de mercado dos perfis de aço enformado a frio continua a aumentar por todo o mundo. As principais razões devem-se às normas cada vez mais preparadas para a interpretação dos fenómenos, à melhoria da tecnologia de fabrico e à melhor proteção contra a corrosão, que leva, por sua vez, a uma maior competitividade dos produtos resultantes, bem como a novas aplicações. Estudos recentes demonstraram que o desgaste do revestimento de elementos de aço galvanizado é suficientemente lento, o que permite a este tipo de estruturas uma vida útil superior a 60 anos (Dubina *et al.*, 2012).

## **2.2 Durabilidade e sustentabilidade das estruturas em aço**

### **2.2.1 Durabilidade**

Na EN 1990 são definidos requisitos gerais de durabilidade para estruturas em geral tendo em conta o ambiente e o nível de manutenção previsto, de modo a que a sua deterioração, ao longo da vida útil de projeto, não reduza o seu desempenho. Nas estruturas metálicas a questão da durabilidade revela-se muito pertinente e prioritária pois o meio onde estrutura metálica será implementado condiciona, certamente, o desempenho da mesma ao longo da sua vida útil. As condições ambientais devem ser identificadas na fase de projeto, de modo a estimar a sua importância em relação à durabilidade e permitir que se tomem medidas adequadas para a proteção dos materiais utilizados na estrutura, (EN 1990, 2010).

No caso concreto das estruturas metálicas, a EN 1993-1-1 prevê que as componentes suscetíveis à corrosão, ao desgaste mecânico ou à fadiga sejam projetadas de forma a que a sua inspeção, manutenção ou reconstrução possa ser efetuada de modo satisfatório e que sejam assegurados os acessos para as operações de inspeção e de manutenção, em situações de serviço, (EN 1993-1-1, 2006). A durabilidade das estruturas metálicas depende essencialmente da sua resistência à corrosão. A corrosão é um processo químico de degradação de aço, que é causada pela presença de humidade e ar presente atmosfera. Para as estruturas metálicas é possível obter resistência adequada contra a corrosão protegendo as

suas superfícies através de pinturas orgânicas, processos de galvanização, metalização, entre outros, ou em alternativa usando aços auto protegidos (aço inoxidável). De acordo com Simões (2014), para além da proteção contra a corrosão adotada, devem ser evitados detalhes construtivos que possibilitem a acumulação de água e detritos (Figura 2.1).

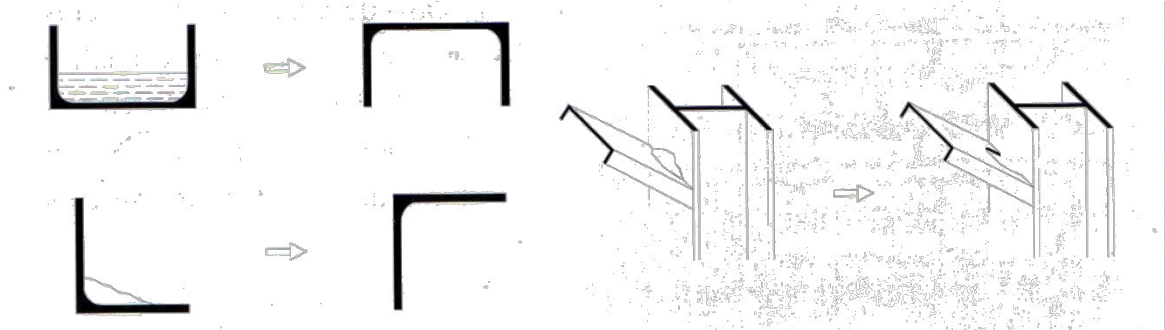


Figura 2.1 Pormenores construtivos para evitar a corrosão, (Simões, 2014).

### 2.2.2 Sustentabilidade

Em 1994, Charles Kibert definia pela primeira vez o conceito de Construção Sustentável como “a criação e o planeamento responsável de um ambiente construído saudável com base na otimização dos recursos naturais disponíveis e em princípios ecológicos”. O aço pode ser designado como um material “amigo do ambiente” devido às suas propriedades naturais. Este pode ser reciclado quase que infinitamente sem perder as suas propriedades.

A indústria siderúrgica é uma indústria muito intensiva, tanto em termos de materiais como de energia e é altamente poluente. Mais de metade da grande quantidade de materiais e energia que entra no processo resulta na produção de efluentes gasosos e de resíduos sólidos/subprodutos. As grandes siderurgias mundiais têm vindo a implementar várias medidas no sentido da preservação ambiental. Os aspetos de maior preocupação são a diminuição do consumo de energia e a redução da emissão de gases com efeito de estufa, nomeadamente de dióxido de carbono, (Gervásio, 2008).

A pergunta que se coloca é a seguinte: Sendo o processo de fabricação do aço altamente poluente, de que forma podemos considerar as estruturas em aço “amigas do ambiente”?

Como já referido o aço tem alto potencial de reciclagem, esta reutilização permite minimização do consumo de recursos naturais e a maximização da reutilização desses mesmos recursos. As estruturas metálicas são estruturas que implicam a pré-fabricação conduzindo desta forma a um processo de construção mais eficiente, a uma maior rapidez de construção e à minimização dos riscos e prejuízos da obra e do estaleiro. Simultaneamente, sendo as estruturas mais leves, conduzem à construção de fundações mais reduzidas, permitindo a preservação do solo de fundação e a redução dos movimentos de terras. As

estruturas de aço são duráveis, e se adequadamente projetadas e concebidas, podem ter uma durabilidade muito superior ao período de vida expectável. As características do aço, em termos de resistência e ductilidade, permitem conceber estruturas com grandes vãos, pilares mais esbeltos e fachadas mais leves, ou seja, otimização de material. A durabilidade do aço, associada à capacidade de adaptação das estruturas de aço, evita muitas vezes a necessidade de demolição e de execução de uma nova construção, (Gervásio, 2008).

Durante a vida útil de um edifício, os principais impactos ambientais resultam da energia operacional necessária para aquecer e arrefecer o edifício. Na união europeia, os edifícios são responsáveis por mais de 40% do consumo total de energia (dos quais 70% são para aquecimento) e pela produção de cerca de 35% de todas as emissões de gases com efeito de estufa. Os edifícios em aço, em particular por permitirem uma fácil integração de sistemas de energia renovável, como acontece nos edifícios de pequeno porte construídos com elementos leves em aço enformado a frio, constituem soluções bastante eficientes para a minimização destes problemas, (Simões, 2014).

### **2.3 Aplicações de elementos metálicos enformados a frio**

Nas últimas décadas, a construção com estrutura de aço leve tem-se tornado cada vez mais competitiva na construção mais tradicional (madeira e betão armado), em países como os Estados Unidos da América, Canadá, Austrália e em vários países da Europa. Tal facto deve-se à sua elevada relação resistência/peso. No caso de Portugal, este tipo de estruturas tem sido utilizado essencialmente como sistemas de suporte de coberturas (madres), sistemas de suporte de fachadas (fachadas ventiladas), reabilitações de edifícios existentes. São cada vez mais utilizados na substituição de perfis metálicos laminados a quente. A sua aplicação na construção de moradias residenciais unifamiliares tem aumentado substancialmente nos últimos anos, verificando-se um aumento do número de fabricantes e empreiteiros especializados na construção em aço leve, (Veríssimo, 2008).

### **2.4 Tipos de elementos estruturais em aço enformados a frio**

Os perfis enformados a frio resultam da dobragem de chapas de aço. Os elementos resultantes são normalmente prismáticos e têm secção transversal de parede fina. Os perfis apresentam secções de espessura constante e formam uma sequência de placas finas interligadas nos cantos, devido aos processos de fabrico, à temperatura ambiente, (Silvestre & Camotim, 2006).



Estes perfis metálicos são utilizados essencialmente em estruturas de médio porte tais como: pavilhões industriais, torres de distribuição de eletricidade, coberturas e pequeno porte (residências unifamiliares), (Silvestre & Camotim, 2006).

Os produtos resultantes do processo de enformagem a frio podem ser classificados em dois tipos:

- Perfis Estruturais;
- Painéis de chapa e chapa perfilada.

### 2.4.1 Perfis estruturais

Os perfis estruturais (Figura 2.2) são peças lineares de espessura constante ao longo do seu desenvolvimento. Utilizam-se com frequência para vigas de pequeno vão e para carregamentos relativamente baixos (por exemplo as madres de uma cobertura), pilares e barras de uma estrutura treliçada. Habitualmente, o fabrico destes perfis resulta de chapas de aço com espessura entre 1,0 mm e 8,0 mm (valores limite da pesquisa bibliográfica), (Gherzi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Veríssimo, 2008). No entanto, na cláusula 3.2.3 (1) da EN 1993-1-3 prevê espessuras entre os 0,45 mm e os 15 mm. A geometria da secção transversal é, muitas vezes, condicionada por requisitos específicos para uma determinada aplicação, o que faz com que existam secções com enorme variedade de formas e dimensões. As formas mais frequentemente utilizadas em estruturas de edifícios são: secção em U, C e Z, (Silvestre & Camotim, 2006).

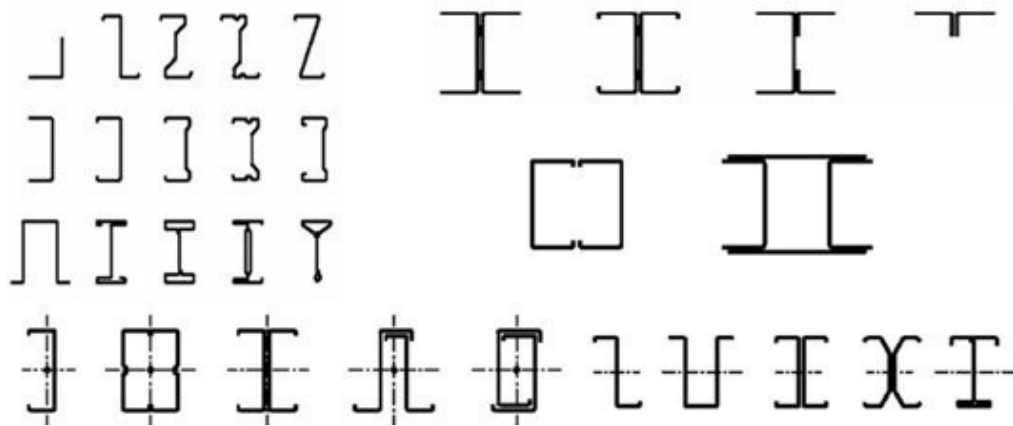


Figura 2.2 Perfis de aço enformados a frio de secção aberta, secção composta aberta e secção composta fechada, (EN 1993-1-3, 2006).

### 2.4.2 Painéis de chapa e chapas perfiladas

Os painéis de chapa e as chapas perfiladas (Figura 2.3) são peças laminares de espessura constante ao longo do seu desenvolvimento, cuja superfície média é, habitualmente,

poligonal. Estes elementos utilizam-se com frequência quando as cargas são moderadas e distribuídas numa superfície (por exemplo, chapas *sandwich* para telhados, lajes mistas aço-betão, painéis de parede). Habitualmente, o fabrico destes perfis resulta de chapas de aço com espessura entre 0,5 mm e 2,0 mm (valores limite da pesquisa bibliográfica), (Gheresi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Veríssimo, 2008).

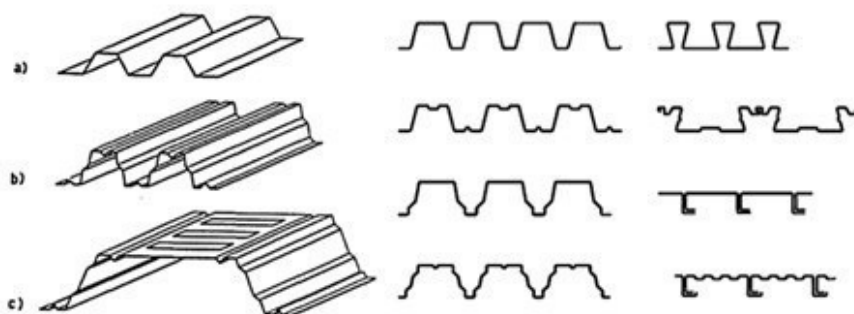


Figura 2.3 Painéis de chapa e chapas perfiladas de aço enformados a frio, (adaptado de Gheresi *et al.*, 2002, e EN 1993-1-3, 2006).

O desenvolvimento de painéis de chapa e chapas perfiladas aço, na sua história, é caracterizado por três gerações de perfis (ver Figura 2.3: a), b) e c)). A primeira geração a) inclui perfis trapezoidais sem reforços, surge para a ligação de elementos secundários num comprimento inferior a 3 m. A segunda geração b), as secções das chapas apresentam forma trapezoidal com reforços na direção longitudinal e podem ser utilizadas para vencer vãos com comprimentos até 6 ou 7 m. A terceira geração c) segue a mesma linha da secção trapezoidal, no entanto, difere da segunda geração por apresentar reforços na direção longitudinal e também na direção transversal. A última geração, c), as chapas podem ser utilizadas para vãos com comprimento até 12 m, (Gheresi *et al.*, 2002).

### 2.4.3 Reforços

Hoje em dia, adota-se para perfis estruturais, painéis de chapa e chapa perfilada um maior número de reforços. A utilização de perfis enformados a frio com reforços é uma das evoluções neste tipo de elementos. Entende-se por reforço as dobras existentes no perfil. O processo que leva a esta dobra promove o aumento da rigidez e da capacidade resistente do perfil, (Gonçalves, 2013). Os reforços podem ser de dois tipos: reforços de extremidade (Figura 2.4) e reforços intermédios (Figura 2.5), (EN 1993-1-3, 2006).

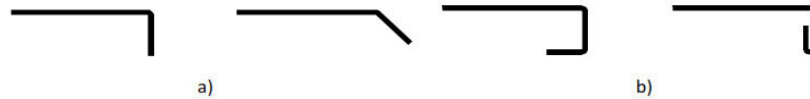


Figura 2.4 Reforço de bordo: a) Reforço de extremidade simples e b) reforço de extremidade duplo b), (EN 1993-1-3, 2006).

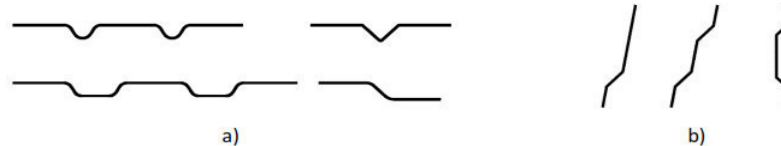


Figura 2.5 Reforço intermédio no banzo a) e reforço intermédio na alma b), (EN 1993-1-3, 2006).

## 2.5 Características dos materiais utilizados

Todos os aços utilizados em perfis e chapas perfiladas devem ser apropriados para serem enformados a frio e, se necessário, devem permitir soldaduras. O aço utilizado deve ser adequado para receber tratamento de zinco aquecido (galvanização), (EN 1993-1-3, 2006). A galvanização em condições normais deve ser em zinco Z 275 (275 g/m<sup>2</sup>). Normalmente, este tipo de proteção contra a corrosão é suficiente, mas para ambientes mais agressivos devem-se usar sistemas de revestimentos apropriados para além da camada de zinco, como por exemplo o acabamento em esmalte. A espessura da camada de zinco não deverá ultrapassar 3,5 mm. A sua tensão nominal de cedência,  $f_y$ , varia entre os 200 e os 550 MPa, a tensão última,  $f_u$ , entre os 300 e os 720 MPa. O módulo de elasticidade assume um valor próximo dos 210 GPa; a relação entre a tensão última e de cedência,  $f_u/f_y$ , varia entre 1,1 e 1,9 e a gama de extensões máximas varia entre 10 e 25%. Os valores mencionados neste capítulo são valores limite encontrados na pesquisa bibliográfica, (Gherzi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Baptista, 2014).

## 2.6 Processo de produção

O processo de produção de uma dada secção de um perfil enformado a frio depende muito da forma da secção, da espessura da chapa e da ductilidade do aço. No que concerne aos tipos de processo de produção de elementos em aço enformados a frio, existem, essencialmente dois processos utilizados, (Gherzi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Veríssimo, 2008):

- Laminagem a frio;
- Quinagem.

### 2.6.1 Laminagem a frio

A laminagem a frio é um processo de deformação plástica para a produção de elementos metálicos enformados a frio. É o método utilizado na produção em grande escala. Este método de fabrico é o mais eficiente, a produção é sistematizada e normalizada. Permite produzir secções com as geometrias em cima referidas com recurso a bobinas de aço com largura até 900 mm e um comprimento até 900 m, (Silvestre & Camotim, 2006). O equipamento utilizado é composto por uma série de rolos compressores que rodam em sentido contrário; o número de rolos habitualmente utilizados é no mínimo 6 e o número máximo depende da complexidade da secção e da espessura da chapa. Estes rolos são colocados sequencialmente de forma evolutiva, que vão dobrando a chapa progressivamente, à medida que a mesma é puxada. O processo de laminagem tem uma velocidade de fabrico que ronda os 6 a 100 m/minuto. No final da linha, as peças vão sendo cortadas em elementos cujo comprimento habitual pode variar entre os 6 e os 12 m, (Silvestre & Camotim, 2006). O processo de produção envolvido nesta técnica encontra-se esquematizado na Figura 2.6.

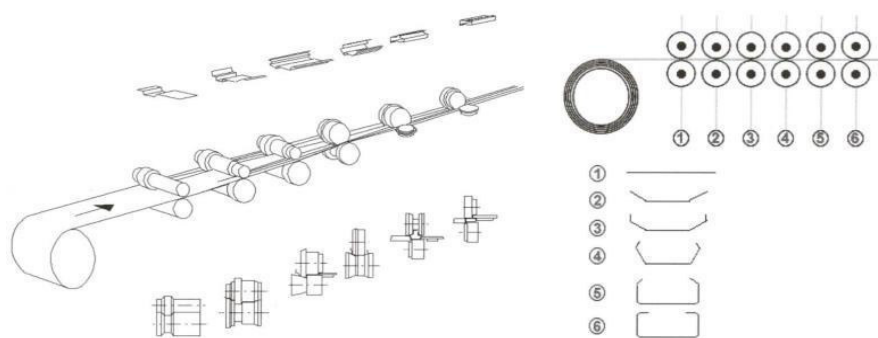


Figura 2.6 Processo de fabrico de perfis e chapas metálicos enformados a frio com recurso ao processo de laminagem a frio, (Veríssimo, 2008).

### 2.6.2 Quinagem

A quinagem é um processo menos industrializado, mas é vantajoso para produções em pequena escala e de secções menos complexas, (Gherzi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Veríssimo, 2008). Os elementos estão limitados a um comprimento inferior a 6 m. Consiste basicamente na prensagem das chapas contra negativos (cunha e prensa) que dão à chapa a forma pretendida. Para elementos mais complexos podem ser necessárias várias operações de prensagem, até que estes tenham a forma desejada, (Gherzi *et al.*, 2002, Silvestre & Camotim, 2006, e Baptista, 2014). Os elementos a produzir deverão ter uma secção transversal de com configuração simples, habitualmente, C, Z e L e a velocidade de produção não ultrapassa os 60 m/minuto, (Silvestre & Camotim, 2006). O processo de produção envolvido nesta técnica encontra-se esquematizado na Figura 2.7.

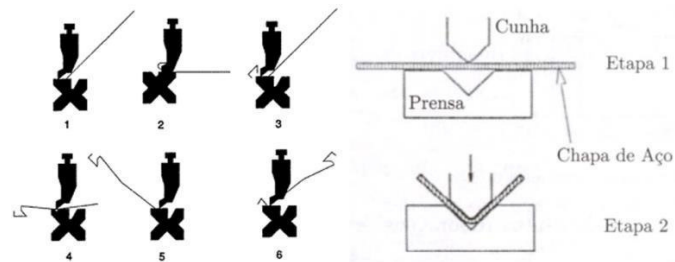


Figura 2.7 Processo de fabrico de perfis e chapas metálicas enformados a frio com recurso ao processo de laminagem a frio, (adaptado de Gherzi *et al.*, 2002 e Veríssimo, 2008).

### 2.6.3 Influência do processo de produção

Em resultado do processo de fabrico, as propriedades mecânicas das chapas, vão sofrer alterações no seu estado de tensão ao longo da produção, devido aos fenómenos mecânicos subjacentes. A laminagem a frio produz tensões mecânicas residuais, que variam ao longo da espessura da chapa. Para além disto, existem as imperfeições geométricas que têm a consequência de acrescentar esforços de flexão às barras. Na verdade, as fibras exteriores tendem a alongar, enquanto que a parte mais central da chapa tende a não sofrer deformação. As fibras internas resistem às trações das fibras externas, que por sua vez, tendem a esticar o material. O resultado é uma distribuição de tensões residuais de compressões na superfície e tensão residuais de tração na parte mais interna da espessura (Figura 2.8). Geralmente, para elementos de parede fina este fenómeno pode ser negligenciável, devendo apenas ser considerado em fenómenos de instabilidade local pois pode aumentar o risco de encurvadura. O resultado total da distribuição de tensões ao longo da espessura pode ser considerado nulo, (Gherzi *et al.*, 2002).

Em secções de espessura reduzida, como os enformados a frio, as tensões residuais são inferiores à que se podem verificar nos perfis laminados a quente. No caso dos perfis laminados a quente, as tensões residuais são maioritariamente devidas a fenómenos térmicos, surgindo nas superfícies que tendem a arrefecer em primeiro lugar. Estas ficam, assim, sujeitas a tensões de compressão enquanto as zonas interiores ficam sujeitas a tensões de tração, (Gherzi *et al.*, 2002, e Martins, 2012). No caso dos perfis laminados a quente, as tensões residuais, podem causar imperfeições consideráveis. Para além dos processos de fabrico, as tensões residuais também podem surgir devido aos processos de transporte, montagem e sobrecarga ocasionais, (Martins, 2012).

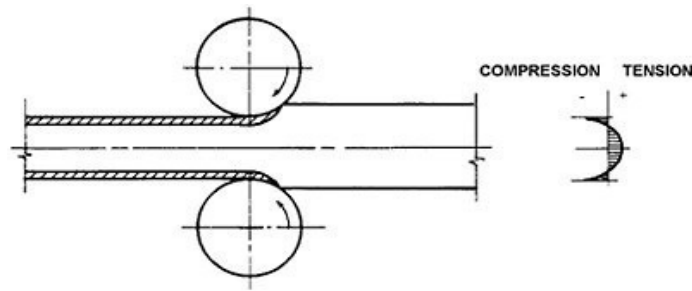


Figura 2.8 Resultado da distribuição de tensões residuais ao longo de espessura de aço enformado a frio, (Gherzi *et al.*, 2002).

Como já referido, o processo de fabrico tem grande influência nas propriedades mecânicas das chapas, principalmente nas zonas dos reforços, também designada por dobragens. Nestas zonas verifica-se um aumento da tensão de cedência,  $f_y$ , e da tensão última,  $f_u$ , e uma diminuição da ductilidade, (Martins, 2012). O aumento da tensão de cedência depende não só do processo de fabrico, mas também da espessura da chapa e do número de reforços (Figura 2.9). Estes melhoram o comportamento estrutural de uma secção e aumentam a resistência a fenómenos de instabilidade local, (Silvestre & Camotim, 2006). A secção 3.2.2 da EN 1993-1-3 prevê equações para o cálculo da tensão de cedência média,  $f_{ya}$ , com base no número de dobras a 90° da secção transversal, tipo de processo de fabrico, espessura do material e área bruta da secção transversal.

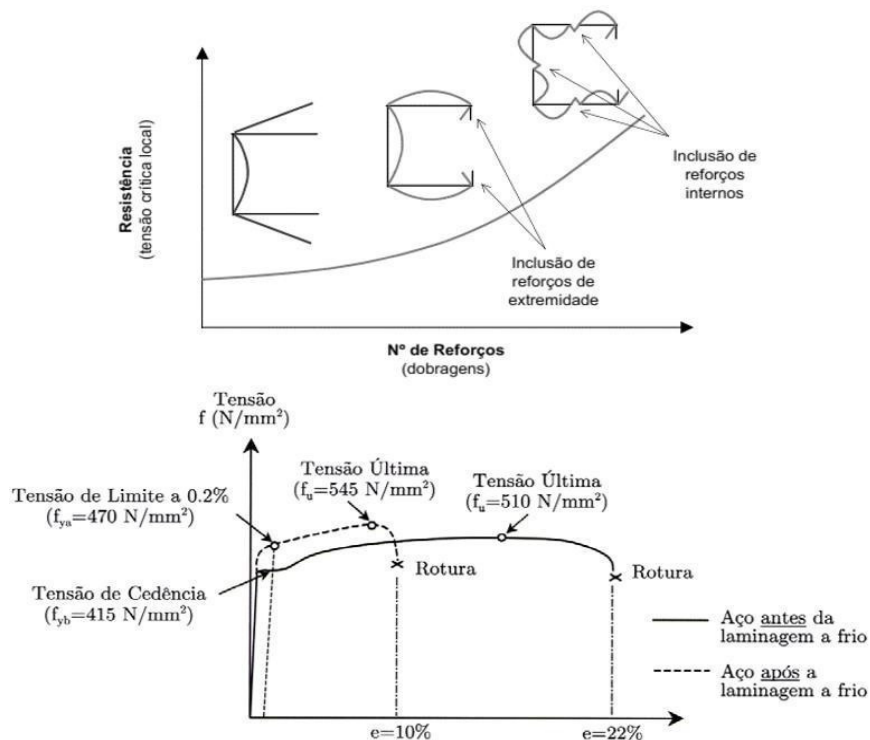


Figura 2.9 Influência dos reforços intermédios na resistência de secções de aço enformadas a frio, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006 e Veríssimo, 2008).

## 2.7 Vantagens e desvantagens dos perfis metálicos enformados a frio

Enumeram-se em seguida as vantagens decorrentes da utilização de elementos em aço enformados a frio, (Silvestre & Camotim, 2006, Veríssimo, 2008, Martins, 2012 e Baptista, 2014):

- Os elementos em aço enformado a frio apresentam uma elevada eficiência estrutural devido à baixa relação peso/resistência;
- Normalmente, este tipo de elementos são utilizados em estruturas com carregamentos moderados e, desta forma, o material utilizado está a ser otimizado. Em alguns casos, em que os carregamentos são reduzidos, a utilização de elementos em aço laminado a quente, que têm geometrias pré-definidas, obriga ao sobredimensionamento do elemento para cargas relativamente baixas;
- Os elementos aço enformados a frio apresentam tensões residuais menores, que os perfis metálicos laminados a quente devido ao processo de fabrico ser realizado à temperatura ambiente;
- Secções com formato complexo podem ser produzidas com facilidade. Esta versatilidade permite obter rentabilidade e viabilidade económica;
- Quando comparado com outras soluções, os elementos de aço enformados a frio, têm inúmeras vantagens de transporte, manuseamento e armazenamento devido à possibilidade de encaixe sucessivo;
- A possibilidade de pré-fabricação em larga escala, a elevada rapidez de montagem e a fácil manutenção torna esta solução apetecível para as empresas da indústria da construção;
- Dispensa a utilização de cofragem;
- Os elementos enformados a frio não estão suscetíveis a efeitos de retração e/ou fluência à temperatura ambiente, ataque de fungos, xilófagos e térmitas quando comparados com outras soluções aplicadas na construção que é o caso do betão e da madeira;
- Rigor do processo de produção garante uma grande qualidade do material e a sua uniformidade ao longo da sua estrutura microscópica;
- Não alimenta processos de combustão;
- Material sustentável, pois, é um material reutilizável ou reciclável.

Enumeram-se em seguida as principais desvantagens decorrentes da utilização de elementos em aço enformados a frio, (Veríssimo, 2008, Martins, 2012, e Baptista, 2014):

- Os elementos em aço enformado a frio são elementos suscetíveis a fenómenos de instabilidade, tais como: encurvadura local, distorção e torção para cargas pouco

relevantes devido à reduzida espessura e não coincidência do centro de gravidade com o centro de corte. No caso dos perfis laminados a quente estes fenómenos são inexistentes ou menos significativos;

- As imperfeições geométricas dos perfis são da mesma ordem de grandeza da espessura da chapa ou maior;
- O dimensionamento de secções de perfis metálicos enformados a frio é mais complexo que outros tipos de elementos estruturais em aço, devido à classe da secção ser na sua maioria classe 4;
- Os perfis são muito esbeltos e na presença de fogo apresentam dificuldade em manter as suas propriedades mecânicas. Os problemas decorrentes da instabilidade tornam-se mais evidentes;
- Estes elementos necessitam de proceder a tratamentos de galvanização que depende muito do meio ambiente onde estes vão ser inseridos para evitar a corrosão;
- As relações geométricas são condicionadas umas pelas outras quando se faz o dimensionamento segundo EC3-1-3.

## 2.8 Regulamentos e normas vigentes

A AISI (*American Iron and Steel Institute*) desenvolveu aquela que seria a primeira grande norma a regulamentar o comportamento estrutural dos perfis metálicos enformados a frio, surgiu em 1946, com o título “*Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members*”. Neste documento, encontram-se as primeiras disposições regulamentares relativas ao comportamento estrutural dos perfis metálicos enformados a frio. Esta norma colaborou para o crescimento da utilização destes elementos na engenharia civil, (Hancock, *et al.*, 2001, e Martins, 2012) e na criação de outras normas cada vez mais preparadas para a interpretação dos fenómenos físicos observados.

No entanto, a regulamentação portuguesa que tinha em conta a utilização de perfis metálicas enformados a frio em estruturas de edifícios apenas começou a ser instituída em 1983, como complemento ao Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). O documento final foi aprovado pelo Decreto-Lei nº211/86, de 31 de Julho 1986 e denominado Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE) (REAE, 1986). O REAE, hoje em dia, é considerado um documento desatualizado pois apresenta limitações em áreas como a análise plástica de estruturas, a encurvadura, a encurvadura lateral ou bambeamento, a análise e dimensionamento de ligações, entre outras, (Simões, 2014).

No mesmo documento é possível ler que se encontrava em apreciação pelos países membros da Comissão das Comunidades Europeias um conjunto de regulamentos unificados – Eurocodes –, a aplicar no projeto de execução de construções de vários tipos de materiais,



onde havia o interesse de acompanhar a aprovação destes documentos, com o objetivo de promover a sua implementação em Portugal, servindo de base, nomeadamente, ao futuro aperfeiçoamento da regulamentação à data existente – REAE, 1986 –. Este regulamento, REAE, passa por um período de coexistência com o Eurocódigo 3 cujas partes principais já estão publicadas em Português, (Simões, 2014).

A nível europeu, desde 1975, tem sido feito um esforço enorme no sentido de desenvolver e uniformizar regras de cálculo e dimensionamento para diversos tipos de estruturas permitindo o mercado livre dos produtos de construção, (Simões, 2014). O Desenvolvimento dos eurocódigos esteve a cargo da Comissão técnica CEN/TC250 do CEN (Comité Europeu de Normalização), na qual, foram desenvolvidos nove eurocódigos estruturais. Estes documentos são suplementados por Anexos Nacionais que são da responsabilidade, em Portugal, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), o Instituto Português da Qualidade (IPQ) e com a entidade capaz de incluir as disposições específicas de cada país aderente, o Comité Técnico CT 115.

O presente trabalho irá estudar as disposições específicas do Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço, denominado EC3. O EC3 encontra-se dividido em 6 partes, a parte 1 – Regras gerais e regras para edifícios – está subdividida em 12 partes e o que diz respeito aos elementos estruturais enformados a frio encontra-se no documento *EN 1993-1-3: General Rules*, (EN 1993-1-3, 2006): *Supplementary rules for cold-formed members and sheeting* e o respetivo Anexo Nacional. Esta norma foi publicada em 2006, sendo alvo de sucessivas revisões desde 2009. Deve ser utilizada de uma forma consistente em conjunto com outras normas, como a NP EN 1990 Eurocódigo: Bases para Projeto de Estruturas, a norma NP EN 1991 Eurocódigo 1: Ações em Estruturas, a norma EN 1090: Execução de Estruturas de Aço e de estruturas de Alumínio e com os remanescentes eurocódigos estruturais (Simões, 2014).

A EN 1993-1-3, como já referido, aborda os principais conceitos teóricos subjacentes à estabilidade de estruturas com secção de parede fina, nomeadamente, os fenómenos de instabilidade, que as primeiras normas portuguesas não previam. Devido às dobras e arredondamentos das secções dos perfis enformados a frio, estes, apresentam alguma complexidade na metodologia para a obtenção das propriedades geométricas da secção. Esta nova regulamentação, EC3, prevê a classificação de secções, que no caso dos perfis enformados a frio, resulta, maioritariamente, em secções de classe 4 (não permite a plastificação da secção) e prevê também o conceito de largura efetiva e espessura reduzida associado aos fenómenos de instabilidade. A sistematização das metodologias prescritas no EC3 resulta em diversas regras de verificação de segurança, (Veríssimo, 2008).

A par das normas referidas, existem também outras normas internacionais para o dimensionamento de perfis metálicos enformados a frio, nomeadamente, a *Australia-New Zealand Standard AS/NZS 4600* baseada nas normas da AISI, *British Standard BS 5950-Part 5*

e a *Canadian Standard CAN/CSA S136*. O Brasil também possui norma própria para o dimensionamento de perfis metálicos enformados a frio, que se faz pelo método das larguras efetivas segundo *ABNT NBR 14762:2010* e *ABNT NBR 6355:2012*, (Hancock, *et al.*, 2001). Convém referir que todas as normas aqui mencionadas se encontram constantemente em processo de atualização devido a recentes investigações na área em causa.

## 2.9 Verificação da segurança segundo o EC3

O processo de análise e dimensionamento de uma estrutura de aço de acordo com o EC3 segue uma sequência lógica de passos que pode ser sintetizada em três fases (Silvestre & Camotim, 2006):

- Pré dimensionamento e introdução de dados, que inclui a definição da geometria da estrutura e o cálculo das combinações de ações relevantes;
- A determinação dos esforços de dimensionamento e dos comprimentos de encurvadura dos elementos comprimidos;
- A verificação de segurança dos elementos que compõem a estrutura (secções, barras e ligações).

Como já referido, os perfis metálicos enformados a frio apresentam uma elevada esbelteza, o que se traduz em fenómenos de instabilidade que condicionam o seu comportamento estrutural. Tal situação implica que a plastificação do perfil apenas surja numa fase avançada de pós-encurvadura. Deste modo, o dimensionamento será sempre em regime elástico. Habitualmente, verifica-se que os perfis não chegam a atingir a resistência elástica total em virtude dos fenómenos de instabilidade que condicionam comportamento estrutural, ou seja, estas secções são habitualmente denominadas de classe 4, segundo a EN 1993.

As estruturas de aço enformadas a frio apresentam uma análise e dimensionamento diferente relativamente às estruturas de aço laminadas a quente. Segundo Silvestre & Camotim, 2006, a principal diferença reside no facto da verificação de segurança de secções e de barras não ser efetuada com base nas propriedades da secção bruta como é habitual nos perfis laminados a quente, mas sim com base numa secção reduzida, designada por secção efetiva. Mais à frente este tema será abordado com mais detalhe.

## 2.10 Comportamento estrutural

Os elementos metálicos enformados a frio apresentam espessuras muito reduzidas, como referido a cima, esta característica influencia bastante o comportamento estrutural. O comportamento estrutural é bastante complexo de analisar e é influenciado por um certo

conjunto de fenómenos de natureza diversa não linear. Estes comportamentos não são característicos ou são pouco relevantes em outras estruturas, como é o caso das estruturas de betão e de elementos metálicos laminados a quente, (Silvestre & Camotim, 2006, e Veríssimo, 2008).

Neste ponto, para compreender melhor o comportamento de perfis metálicos enformados a frio, convém distinguir secções de parede fina abertas e fechadas, na medida em que existem diferenças acentuadas entre as respetivas propriedades mecânicas, ou seja, as secções de parede fina aberta apresentam uma rigidez de torção muito mais baixa que as secções de parede fina fechada, (Prola, 2001). Na presente dissertação apenas se fará referência a perfis metálicos enformados frio com secção aberta, como é o caso dos perfis com secção transversal em  $\Omega$ .

A resistência última de perfis com secção de parede fina aberta é fortemente afetada pela ocorrência de diversos fenómenos de instabilidade de natureza não linear. A consideração simultânea de fenómenos de instabilidade permite obter com relativa precisão o comportamento geométrico não linear. Os fenómenos de instabilidade podem ser de dois tipos, (Silvestre & Camotim, 2006 e Veríssimo, 2008):

- Modos de instabilidade global são correntes em barras longas, e são caracterizados pela ocorrência de deformação ao longo do eixo da barra, sofrendo as suas secções transversais unicamente deslocamentos de corpo rígido no seu próprio plano. São exemplo:
  - Instabilidade global por flexão ou flexão torção. Estas também conhecidas como instabilidade de colunas sujeitas a esforços de compressão;
  - Instabilidade global por flexão-torção. Estas também conhecidas como instabilidade de vigas sujeitas a esforços de flexão.
- Modos de instabilidade local são correntes em barras mais curtas, e são caracterizadas pela ocorrência de deformação nas paredes da barra, permanecendo o seu eixo na configuração inicial indeformado. São exemplo:
  - Instabilidade local de placa. Esta é caracterizada pelos deslocamentos de flexão transversal das paredes sem que os bordos longitudinais do perfil sofram deslocamentos;
  - Instabilidade local distorcional. Esta é caracterizado pelos deslocamentos dos bordos do perfil.

Na Figura 2.10 apresenta-se os vários modos de instabilidade global e local de uma secção em  $\Omega$ .

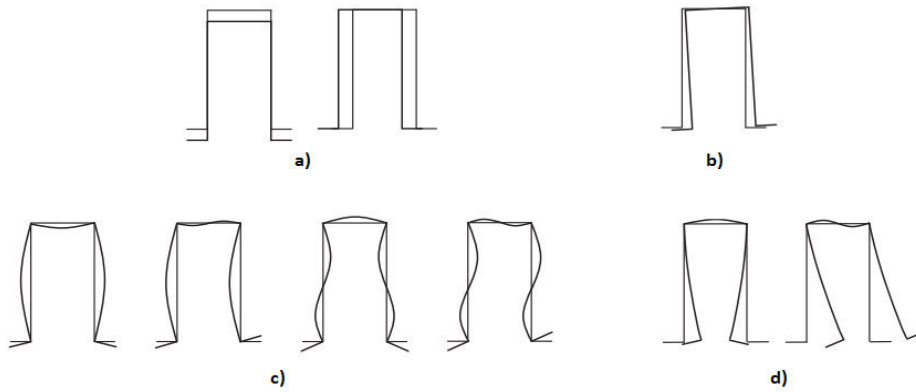


Figura 2.10 Modos de instabilidade de uma secção em  $\Omega$ : a) global por flexão, b) global por flexão torção, c) local de placa e d) local distorcional, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012).

Para além dos modos de instabilidade descritos a cima, apresentam-se outros elementos que condicionam o dimensionamento e a análise do comportamento estrutural dos perfis metálicos enformados a frio, (Prola, 2001, e Veríssimo, 2008):

- A elevada deformabilidade é devida à baixa rigidez à torção que as secções de parede fina aberta apresentam e, também, ao facto de em muitas secções o centro de gravidade não coincidir com o centro de corte;
- O empenamento é verificado em muitas secções de parede fina aberta submetidas a momento torsor. As condições de fronteira de uma barra, relativas a este modo de deformação, têm grande influência na resistência mecânica da secção;
- A presença de reforços de extremidade e/ou intermédios tem o objetivo de melhorar o comportamento das secções limitando a capacidade de deformação a que estas secções são tão suscetíveis. Tem o princípio simples de diminuir o comprimento livre para as mesmas fletirem e aumentar, assim, o valor da tensão crítica de instabilidade local;
- O endurecimento dos perfis de aço nas bordas longitudinais com a presença de dobragens da chapa, traduz-se no aumento da tensão de cedência e diminuição da ductilidade do aço nesses bordos (Figura 2.11);

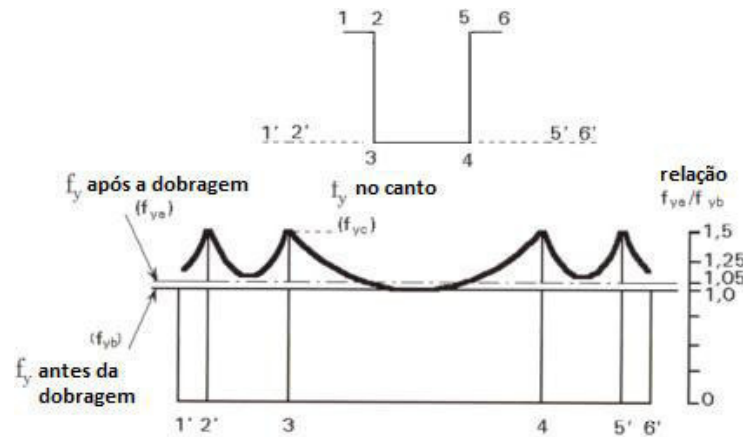


Figura 2.11 Distribuição das tensões ao longo da linha média da secção, (adaptado de Veríssimo, 2008).

- O colapso da alma é um fenómeno que se deve à elevada esbelteza das paredes que constituem as almas. Esta situação é frequente nas secções onde estão aplicadas as forças concentradas ou nas zonas dos apoios, o que se deve, por um lado, à elevada esbelteza das almas. Para evitar esta forma de colapso é corrente a incorporação de reforços transversais nestes elementos para conferir rigidez à torção e aumentar a resistência da alma.

## 2.11 Estabilidade estrutural

O conceito de estabilidade do equilíbrio pode ser aplicável ao estudo do equilíbrio de sistemas estruturais deformáveis com comportamento elástico, elasto-plástico e rígido-plástico.

Quando determinado corpo é sujeito a uma perturbação, ou seja, a uma ação exterior, este pode-se deformar sofrendo ou não deslocamentos e alterar assim a sua posição relativa. A configuração de equilíbrio de uma estrutura e a sua avaliação está, então, relacionada com os deslocamentos sofridos quando ocorre a perturbação. Se, após o cessar de uma perturbação no corpo, este voltar à sua posição inicial, então existe estabilidade do equilíbrio.

Imagine-se o exemplo dado por Silvestre & Camotim, 2006, da esfera rígida apresentada na Figura 2.12. Quando em repouso e sujeita à ação do seu peso próprio, a esfera rígida encontra-se: em equilíbrio estável sobre uma superfície côncava (a), em equilíbrio instável sobre uma superfície convexa (b) e em equilíbrio neutro sobre uma superfície horizontal (c), (Reis & Camotim, 2001, e Silvestre & Camotim, 2006).

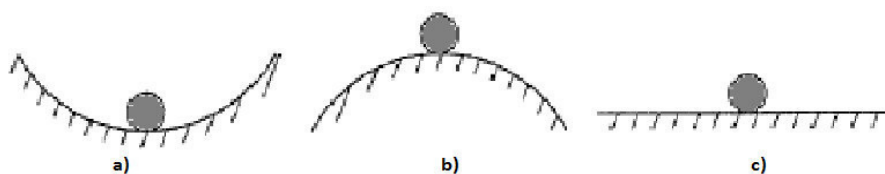


Figura 2.12 Estabilidade do equilíbrio, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006).

### 2.11.1 Tipos de instabilidade

Uma estrutura quando sujeita a uma perturbação, esta, sofre um deslocamento que será tanto maior quanto maior for a perturbação. A instabilidade de uma estrutura corresponde à transição entre o equilíbrio estável e o instável de uma determinada trajetória de equilíbrio. À medida que o carregamento aumenta numa estrutura, a relação carga-deslocamento evolui – trajetória de equilíbrio – até atingir uma carga que é usualmente designada de carga crítica. Após ser atingida a carga crítica é verificada a configuração de equilíbrio instável, (Reis & Camotim, 2001, Silvestre & Camotim, 2006, Pinto, 2010, e Martins, 2012). Segundo diversos autores que estudaram este fenómeno a instabilidade pode suceder de duas formas distintas:

- Instabilidade bifurcacional;
- Instabilidade de um ponto limite (ou instabilidade por snap-trough).

#### 2.11.1.1 Instabilidade bifurcacional

Para compreender este tipo de instabilidade, imagine-se, uma barra “perfeita”, a ser submetida a uma carga de compressão crescente, à medida que esta carga aumenta os deslocamentos aumentam também. Ou seja, partimos de uma configuração inicial que segue uma lei matemática que pode ou não ser linear – trajetória fundamental (estável) –, (Figura 2.13). A carga não pode ser aumentada indefinidamente, como já referido em cima, para uma dada relação de carga-deslocamento é atingida o valor da carga crítica – ponto de bifurcação –, (Figura 2.13). Após atingido o ponto de bifurcação, a lei matemática da trajetória fundamental, modo de encurvadura, deixa de ser verificar assumindo, subitamente, um padrão matemático diferente, onde se verifica a existência de duas trajetórias possíveis no diagrama carga-deslocamento pós crítico, (Pinto, 2010).

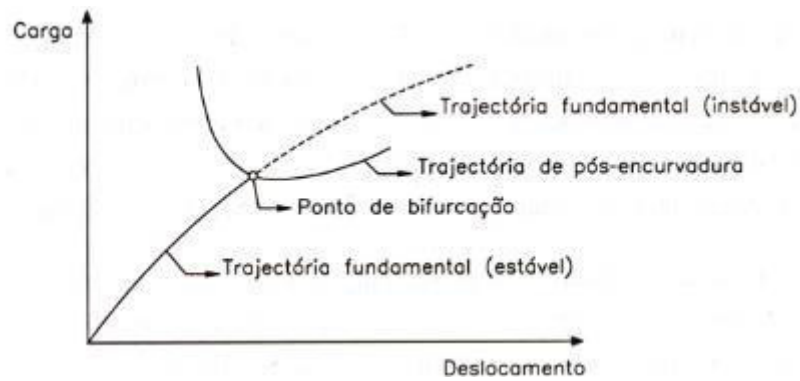


Figura 2.13 Instabilidade bifurcacional, (Silvestre & Camotim, 2006).

Segundo Prola (2001), para determinar o comportamento geometricamente não linear de uma barra (ou de qualquer outra estrutura), é habitual efetuar, separadamente, a determinação do valor da carga crítica de bifurcação e da forma do respetivo modo de instabilidade do seguinte modo:

- Análise linear de estabilidade – esta análise é utilizada para a determinação das coordenadas do ponto de bifurcação (a ordenada é a carga crítica);
- Análise não linear de estabilidade – esta análise é utilizada para determinar as propriedades da trajetória de pós-encurvadura (deformada no momento da bifurcação).

Segundo Prola (2001), na análise linear de estabilidade, admite-se que a barra é geometricamente perfeita e, em rigor, é necessário resolver um problema de valores próprios (tensões de bifurcação) e funções próprias (modos de instabilidade). No entanto, numa grande maioria dos casos, a barra é discretizada e é-se, então, conduzido a um problema de valores e vetores próprios. Na análise não linear de estabilidade, a determinação da trajetória de equilíbrio (comportamento de pós-encurvadura) obriga, invariavelmente, ao recurso a técnicas numéricas relativamente sofisticadas. Para além disso, para superar dificuldades de natureza computacional relacionadas com a ultrapassagem de um ponto de bifurcação, considera-se, por norma, que barra exhibe uma pequena imperfeição inicial (i.e., a barra “real”).

### 2.11.1.1 Instabilidade por ponto limite ou por “*snap-through*”

Esta instabilidade, é traduzida matematicamente por uma trajetória de equilíbrio que se inicia na origem do diagrama carga-deslocamento, tal como a instabilidade por bifurcação, no entanto, instabilidade por “*snap-through*” segue uma lei não linear independentemente da relação carga-deslocamento. Neste problema existe um ponto limite, semelhante ao ponto de bifurcação, onde as configurações de equilíbrio passam de estáveis a instáveis – a derivada da função carga-deslocamento é 0, – (ver Figura 2.14), (Baptista, 2014). Ao contrário do que acontece na instabilidade bifurcacional, este tipo de instabilidade é caracterizado

principalmente pela existência de um fenómeno chamado “snap” – inversão do sinal da curvatura – que compreende a passagem “dinâmica” da estrutura para uma configuração de equilíbrio afastada e estável. Com os deslocamentos continuem a aumentar, a trajetória de equilíbrio faz-se no sentido contrário até atingir outro ponto limite. Os casos de estruturas que exibem instabilidade por “snap-through” surgem, habitualmente, na literatura como calotes esféricas e arcos abatidos, (Pinto, 2010, e Baptista, 2014).

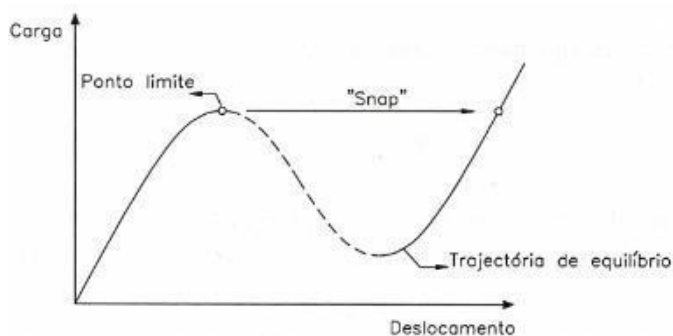


Figura 2.14 Instabilidade por ponto limite ou por “snap-through”, (Silvestre & Camotim, 2006).

Segundo Reis & Camotim (2001), para determinar o comportamento da trajetória de equilíbrio não linear e as coordenadas do ponto limite é necessário recorrer, por exemplo, aos seguintes métodos:

- Método dos elementos finitos;
- Método das diferenças finitas, etc.

A instabilidade por ponto limite ou “snap-through” surge com menos importância para o presente trabalho, sendo este focado, essencialmente, na instabilidade bifurcacional, pois os perfis metálicos enformados a frio que serão estudados apresentam secção aberta ( $\Omega$ ) e estão sujeitos, fundamentalmente, a instabilidade bifurcacional, (Reis & Camotim, 2001).

## 2.12 Estabilidade de perfis metálicos de parede fina aberta

Como referido em cima, os perfis metálicos enformados a frio de secção aberta, ostentam reduzida rigidez à torção e são suscetíveis de deformar para níveis de carga relativamente baixos. Estes elementos são caracterizados pela elevada esbelteza. A resistência última é indubitavelmente condicionada por um conjunto diverso de fenómenos de instabilidade, dos quais se destacam, modos de instabilidade locais e os modos de instabilidade globais.

Imagine-se agora uma barra em que os fenómenos de instabilidade são condicionados pela sua geometria, pelo seu comprimento e pelas características das condições de fronteira (restrições



aos deslocamentos e rotações existentes nas secções), (Veríssimo, 2008 e Martins, 2012). Segundo Prola (2001), uma “barra curta” está particularmente sensível à ocorrência de fenómenos de instabilidade local; numa “barra intermédia” existe uma possibilidade relevante de ocorrer interação entre fenómenos de instabilidade locais e globais; uma “barra longa” é suscetível à ocorrência de fenómenos de instabilidade de natureza global. Na Figura 2.15, são apresentados alguns modos de instabilidade.

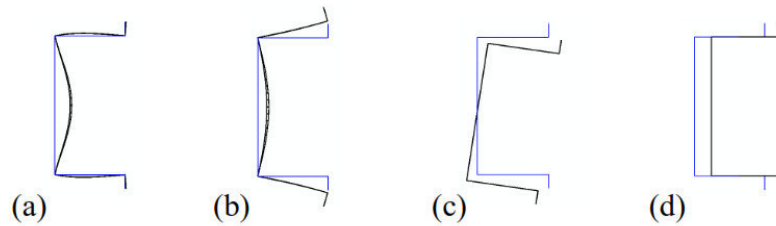


Figura 2.15 Modos de instabilidade de uma secção em  $\Omega$ : a) modo instabilidade local de placa, b) modo instabilidade distorcional, c) modo de instabilidade global flexão torção d) modos de instabilidade global de flexão, (Fena, 2011).

A elevada esbelteza da secção leva a que estes fenómenos de instabilidade ocorram, em geral, em regime elástico e elasto-plástico pois trata-se habitualmente, de secções de classe 4. Deste modo, é dada mais relevância, neste tipo de perfis, à determinação do valor da tensão de bifurcação e à identificação do modo de instabilidade respetivo do que ao estudo do comportamento de pós-encurvadura que ocorre para classes inferiores à classe 4 (grandes deformações), (Veríssimo, 2008 e Pinto, 2010).

Este ponto é, naturalmente, sensível no processo de dimensionamento de uma estrutura constituída por perfis metálicos enformados a frio. A previsão do comportamento geométrico não linear (de estabilidade) de estruturas (pilares, vigas, vigas-pilar) metálicas com secção aberta de parede fina tem de ser feita usando métodos de análise que englobem a influência de cada um dos fenómenos de instabilidade, (Pinto, 2010). Como já referido, os fenómenos de instabilidade não são independentes uns dos outros, existindo a possibilidade de ocorrência simultânea de modos de instabilidade, o que dificulta o processo de dimensionamento. Em termos regulamentares, como referido no subcapítulo 2.8, a EN 1993 prevê o dimensionamento e verificação de segurança destes perfis, (Veríssimo, 2008, e Martins, 2012).

Na Figura 2.16, são apresentados os modos de instabilidade: locais (local de placa, distorcional) e globais (flexão-torção e flexão) de uma secção em C.

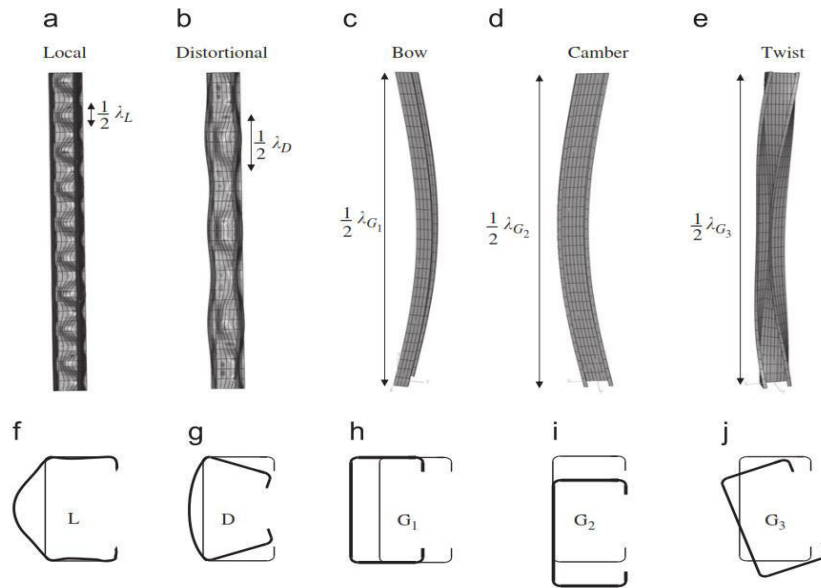


Figura 2.16 Configuração dos modos de instabilidade de barras com secção em C, (Zeinoddini & Schafer, 2012).

### 2.12.1 Instabilidade local de placa

Os modos de instabilidade local de placa (Figura 2.17) são caracterizados pelo facto de o eixo longitudinal da barra permanecer numa posição indeformada, não havendo qualquer movimento de translação, e as paredes da secção ostentarem deformações devido à flexão das mesmas. A deformada das paredes resulta da necessidade de compatibilizar as rotações nas ligações dos vários elementos de parede que constituem a secção. Este modo de instabilidade é especialmente importante e crítico em perfis mais curtos. A deformação resultante deste tipo de instabilidade é ondulada; exibindo comprimentos de onda da ordem de grandeza da largura da chapa. Nas zonas de fronteira, a ondulação não é tão evidente, ou seja, as condições de fronteira melhoram comportamento do perfil, (Veríssimo, 2008, e Martins, 2012).

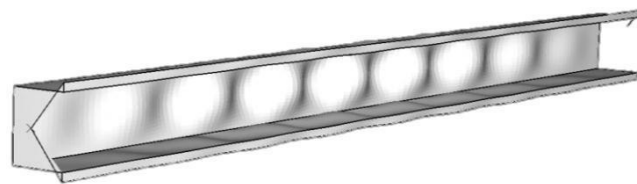


Figura 2.17 Modo de instabilidade local de placa de uma coluna com secção em  $\Omega$ , (Fena, 2011).

Em questões de dimensionamento, a EN 1993-1-3 prevê que este fenómeno possa ser “resolvido” com base no método das secções efetivas. Este método considera a redução da resistência devido à encurvadura local através de uma redução da dimensão da secção transversal, (Martins, 2012).

### 2.12.2 Instabilidade distorcional

Os modos de instabilidade distorcional (Figura 2.18) são caracterizados pelo facto de o eixo longitudinal da barra permanecer numa posição indeformada e as paredes da secção ostentarem deformações longitudinais ao longo da coluna, mais concretamente, rotações e translações ao nível dos bordos longitudinais internos da barra. A deformação da secção tem origem na flexão da alma e as restantes paredes sofrem rotação e translação por compatibilidade, ou seja, deslocamentos de corpo rígido de algumas paredes – semi-comprimentos de onda – (Fena, 2011 e Baptista, 2014). Este modo de instabilidade apresenta deslocamentos de empenamento elevados, em particular nas zonas com reforço, e as condições de fronteira têm um impacto significativo na diminuição do empenamento das secções extremas, (Martins, 2012).

A instabilidade distorcional está, inerentemente, relacionada com a presença de reforços. Caso uma determinada secção não possua reforços e dependendo do seu número de paredes, este modo de instabilidade pode não ocorrer. Assim, apesar da presença dos reforços melhorar o desempenho do elemento estrutural, ela tem a desvantagem de poder levar à ocorrência deste modo de instabilidade, (Baptista, 2014).

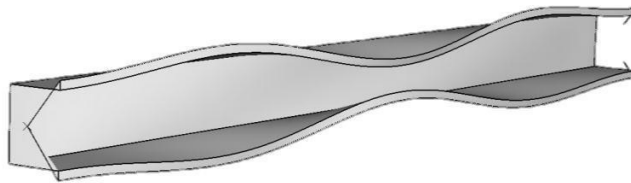


Figura 2.18 Modo de instabilidade local distorcional com secção em  $\Omega$ , (Fena, 2011).

Em questões de dimensionamento, a EN 1993-1-3, prevê que este fenómeno possa ser “solucionado” com base na redução da espessura do reforço, deste modo, tem-se em consideração a redução da resistência da secção devido à encurvadura, (Martins, 2012).

### 2.12.3 Fenómenos de instabilidade global

Este modo de instabilidade (Figura 2.19) é particularmente sensível para o caso de barras longas que não estejam adequadamente contraventadas. Relativamente à configuração deste modo, ele é fortemente dependente das condições de fronteira da barra, estas, influenciam bastante o seu comportamento, nomeadamente no número de semi-comprimentos de onda. Estes modos de instabilidade são caracterizados pela ocorrência de deformação no eixo longitudinal da barra; as secções transversais sofrem apenas deslocamentos de corpo rígido no plano transversal. Como já referido, os modos globais podem ser devidos à flexão em torno do eixo de menor inércia – modo global de flexão – e flexão em torno do eixo de maior

inércia combinado com torção – modo global flexão-torção –, (Prola, 2001, Veríssimo, 2008 e Martins, 2012).

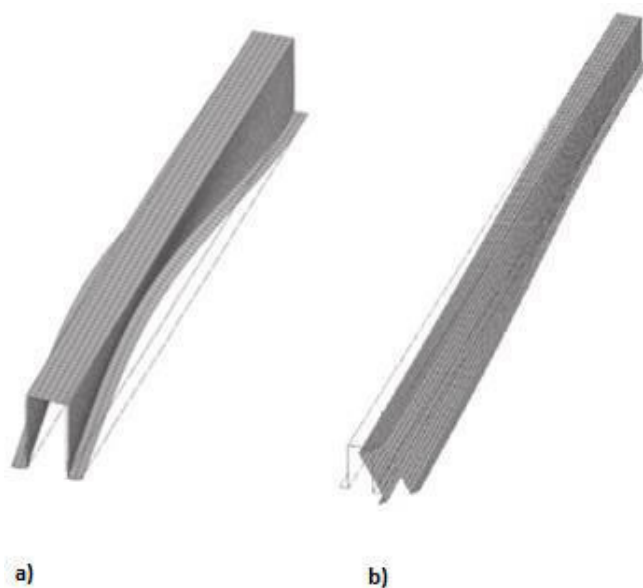


Figura 2.19 Modos de instabilidade global: a) modo global de flexão e b) modo global flexão-torção, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012).

#### 2.12.4 Interação entre modos de instabilidade

Os fenómenos de interação entre modos de instabilidade podem aumentar drasticamente a sensibilidade às imperfeições ou gerar, a partir de modos estáveis, um comportamento instável.

A interação entre modos de instabilidade aplica-se a um conjunto de fenómenos que condicionam o comportamento geométrico não linear de sistemas estruturais caracterizados pela ocorrência simultânea de mais do que um modo de instabilidade. Estes fenómenos estão ligados a comportamentos estruturais muito particulares, e a otimização de secções faz com que a sua ocorrência seja frequente.

No caso dos perfis metálicos de aço enformados a frio, procura-se cada vez mais estruturas com secções mais esbeltas, de forma a otimizar a utilização do material por razões económicas. Contudo, o crescente fabrico de materiais com tensões de cedência elevadas tem conduzido à adoção de perfis com novas dimensões, que potenciam a ocorrência de fenómenos de interação entre modos de instabilidade. Deste modo, torna-se indispensável analisar o efeito de fenómenos de interação, os quais envolvem os modos de instabilidade local de placa, modos local de distorção, modos globais flexão e modos globais flexão-torção, (Prola, 2001).

Por exemplo, a interação entre o modo local de placa e o modo global está associada a uma configuração de deformada com um semi-comprimento de onda global e muitos semi-comprimentos de onda locais.

Outro modo de interação possível poderá ser entre os modos locais, ou seja, entre modo local de placa e modo distorcional. Esta interação reflete-se na deformada de barras de pequena dimensão com um semi-comprimento de onda distorcional e alguns semi-comprimentos de onda locais de placa (tipicamente entre 4 a 8), (Prola, 2001), (ver Figura 2.20).

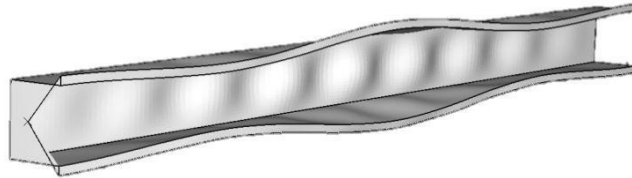


Figura 2.20 Interação entre modos de instabilidade local de placa e local distorcional de uma secção em  $\Omega$ , (Fena, 2011).

### 2.12.5 Métodos de análise de estabilidade

A análise de estabilidade de uma estrutura pode ser traduzida matematicamente para compreender o fenómeno resultante de uma determinada ação. O processo de análise de estabilidade passa por determinar as equações de equilíbrio na configuração deformada – análise linear – e/ou relações cinemáticas não lineares – análise não linear –, (Reis & Camotim, 2001 e Baptista, 2014).

Hoje em dia, para obter resultados mais rigorosos é fundamental efetuar uma análise da estabilidade adotando metodologias de cálculo não lineares. Em seguida, destacam-se os métodos mais utilizados:

- O método de elementos finitos é o método mais utilizado na previsão e compreensão da resposta destes elementos, permite uma análise rigorosa de qualquer tipo de secção, tendo em conta os fenómenos de instabilidade. O elemento é subdividido em geometrias mais simples e ligadas entre si por nós formando uma malha (normalmente quadrada). No sistema discreto resultante, os graus de liberdade obtêm-se por compatibilidade, a partir dos deslocamentos nodais dos vários elementos que compõe a malha. Este método é o mais geral dos métodos numéricos e fornece soluções que se regem nas equações diferenciais. As únicas desvantagens passa nos gastos de tempo em modelação para o processamento de dados e o próprio processo computacional que é mais complexo quanto mais complexa for a malha, (Prola, 2001 e Goncalves, 2013);
- O método das faixas finitas apresenta um desenvolvimento próximo ao método dos elementos finitos pois realiza a discretização do elemento em faixas finitas. Este

método é mais limitado que o método dos elementos finitos, estando vocacionado para estruturas com configuração geométricas regulares sem alterações longitudinais da geometria, e as condições fronteira e carregamentos têm de ser simples. No entanto, tem a vantagem em relação ao método dos elementos finitos no tempo de modelação e no processamento de dados, (Prola, 2001 e Goncalves, 2013);

- A teoria generalizada de vigas aplica-se a equações diferenciais de equilíbrio com o objetivo de analisar a estabilidade de estruturas. É um método aplicável em elementos prismáticos, sendo possível analisar os três modos de encurvadura bem como a sua interação. O conceito desta teoria passa pela separação do comportamento de elemento prismático numa série de modos de deslocamentos ortogonais. Estes modos podem ser considerados isoladamente ou em qualquer combinação, de modo a definir totalmente a resposta dos elementos, (Goncalves, 2013);
- Outros métodos: método de Galerkin, método de Rayleigh-Ritz, métodos das diferenças finitas, método dos integrais finitos, (Prola, 2001).

## 2.13 Conceito de secção efetiva

Como referido em cima, os perfis metálicos enformados a frio apresentam secção muito esbelta. Este condicionalismo influencia bastante o comportamento do elemento metálico, nomeadamente, a sua capacidade resistente. Os fenómenos de instabilidade contribuem muito para a redução da capacidade resistente destes elementos, que é consequência da esbelteza das secções. Considerando a classificação da secção pelo EC3 verifica-se que estas são classe 4, ou seja, a plasticidade surge apenas na fase avançada de pós-encurvadura, não havendo um aproveitamento total da secção. Com base nestas considerações, habitualmente, estas secções não chegam a atingir a resistência plástica total (Figura 2.21), em virtude dos fenómenos de instabilidade, pelo que é quase sempre comum, o cálculo em regime elástico (Silvestre & Camotim, 2006).

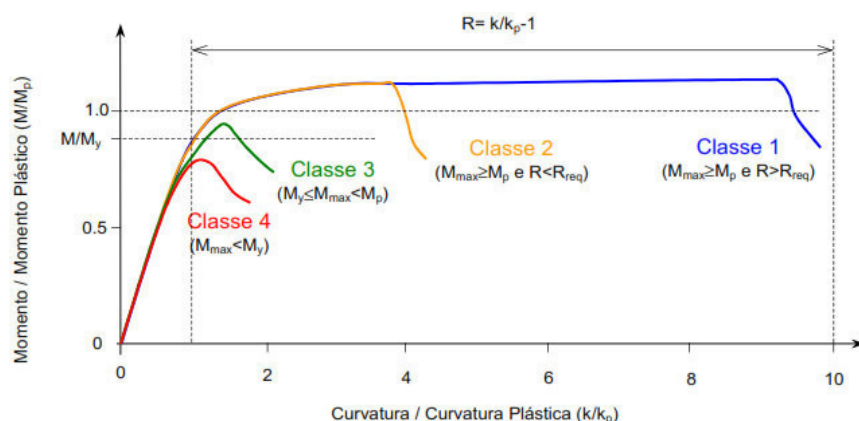


Figura 2.21 Curvas momento-curvatura para diversas classes de secção preconizadas pelo EC3, (Silvestre & Camotim, 2006).

Deste modo, para ter em conta todas estas desvantagens, o EC3 prevê que para a verificação de segurança de secções e de barras não se efetue com base nas propriedades brutas de uma secção, mas sim, numa secção efetiva. Para isso, reduz-se a área de secção (Figura 2.22) que terá influência nos momentos de inércia e módulos de flexão. Nos perfis estruturais de aço enformados a frio, a secção efetiva é menor que a respetiva secção bruta, em virtude da barra poder instabilizar localmente, ou seja, ocorrer deformação da secção no seu plano. A utilização do conceito de secção efetiva no dimensionamento e verificação de segurança permite tirar partido da reserva de resistência para tensões superiores à tensão crítica que provoca a instabilidade local (Silvestre & Camotim, 2006).



Figura 2.22 Redução da secção, (adaptado de Silvestre & Camotim, 2006).

Para níveis de tensão superiores à tensão crítica, a distribuição de tensões de compressão deixa de ser uniforme e passa a ser não linear até atingir a cedência do aço,  $f_y$ . A configuração da tensão de cedência segue a forma apresentada na Figura 2.23, ou seja, a tensão de compressão deixa de ser uniforme ao longo da largura da parede e tende a concentrar-se perto das dobras da secção. (Silvestre & Camotim, 2006).

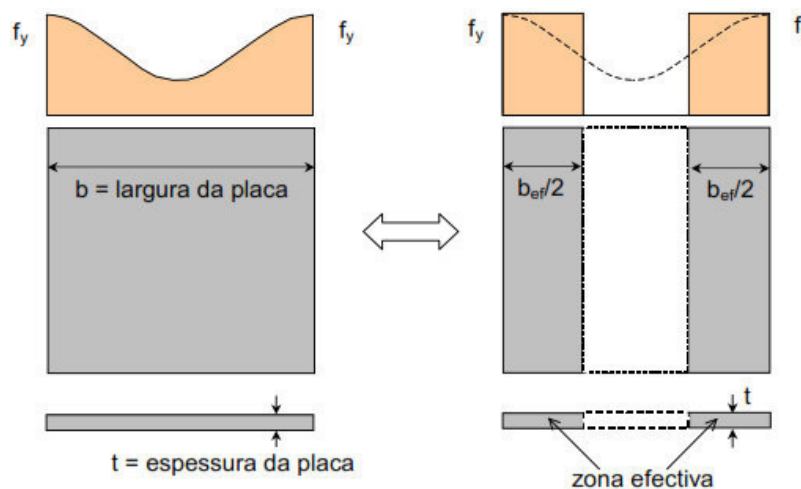


Figura 2.23 Conceito de largura efetiva, (Silvestre & Camotim, 2006).





---

**FERRAMENTA DE CÁLCULO ANALÍTICO – EN1993-1-3**

---

**3.1 Objetivo da ferramenta de cálculo automático**

Em diversas áreas da construção tem havido um intenso crescimento na utilização de perfis enformados a frio, especialmente por estes apresentarem algumas vantagens em relação a outros materiais e soluções estruturais tradicionalmente utilizados, como referido no capítulo 2. No mesmo capítulo, é descrito que estes perfis são elaborados a partir de chapas metálicas, moldadas à temperatura ambiente, de forma a atingir a secção pretendida. Esta opção estrutural permite moldar as chapas num vasto número de secções, proporcionando assim, uma fácil adaptação e utilizações específicas, poupar aço e recursos energéticos.

Hoje em dia, verifica-se que algumas das principais marcas de venda de *software* de cálculo automático de estruturas, não possibilitam a utilização de secções metálicas enformadas a frio. Torna-se por isso pertinente o desenvolvimento de mecanismo que permitam automatizar o processo de cálculo destes elementos, como tal, desenvolveu-se um conjunto de livros de cálculo em *Microsoft Excel* que permite fazer a verificação de segurança de perfis enformados a frio como secção transversal de tipo  $\Omega$ .

No desenvolvimento da ferramenta de cálculo utilizou-se o livro *Worked Examples According to EN 1993-1-3* e a parte 1-3 da norma EN 1993 onde se descreve os procedimentos utilizados no dimensionamento e verificação de segurança de perfis enformados a frio. O objetivo principal da ferramenta de cálculo é determinar as propriedades geométricas e mecânicas de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$ . Com base nestas metodologias, desenvolveu-se uma ferramenta de cálculo que permite realizar os cálculos de dimensionamento e verificação segurança capaz de avaliar a capacidade resistente do perfil para diferentes esforços atuantes, tais como, esforços de flexão, compressão e corte. Na Figura 3.1 apresentam-se os tipos de secção transversal para os quais foi desenvolvido os livros em *Microsoft Excel*. No presente capítulo apenas se faz a explicação detalhada de todos os passos para a secção do tipo  $\Omega$  90° AR. Para os restantes tipos de secções é necessário ver a formulação resumida apresentada no Anexo A.1.

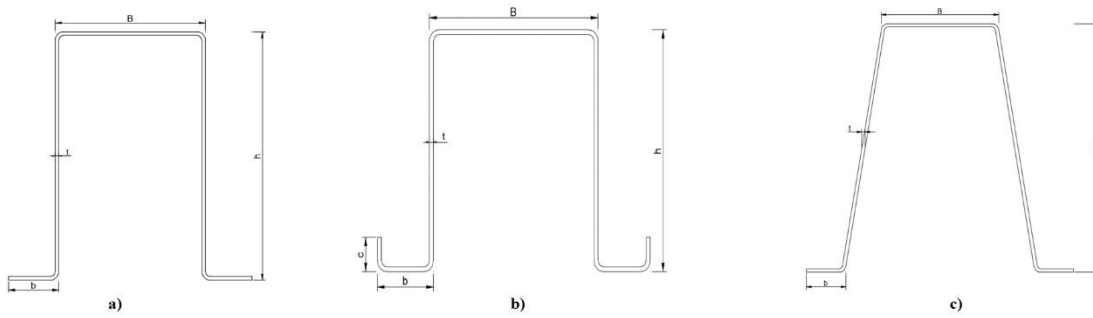


Figura 3.1 Perfis utilizados para a ferramenta de cálculo em *Microsoft Excel*: a)  $\Omega$  90°, b)  $\Omega$  90° AR e c)  $\Omega$  100°.

### 3.2 Estrutura da ferramenta

Tal como referido em 3.1, a ferramenta utilizada para fazer um estudo das secções foi o *Microsoft Excel*. Os livros desenvolvidos neste programa permitem analisar as características mecânicas da secção transversal, segundo os modelos preconizados na parte 1-3 da EN 1993. Os dados de entrada são, basicamente, as dimensões da secção transversal e as características do aço utilizado e a ferramenta desenvolvida quantifica as características mecânicas das secções transversais à compressão simples, esforço transversal e esforço de flexão simples segundo os eixos  $yy$  e  $zz$ .

A ferramenta em *Microsoft Excel* é um livro de *Excel* e encontra-se dividida em folhas de cálculo. Uma das folhas serve para introduzir os dados de entrada, como sejam as dimensões da geometria e as propriedades do material. Na mesma folha, são devolvidos os valores das propriedades brutas da secção. As outras folhas têm a função de quantificar as propriedades efetivas e, conseqüentemente, determinar a capacidade resistente para um dado tipo de solicitação. Em seguida, identifica-se o conjunto de folhas que foram desenvolvidas. A divisão em diferentes folhas de *Excel* foi devido ao facto do tipo de solicitação influenciar o formato da secção efetiva e, conseqüentemente, a quantificação das propriedades da secção. Assim sendo, os livros estão divididos nas seguintes folhas:

- Material-Geometria;
- Compressão;
- Flexão  $yy$  (+);
- Flexão  $yy$  (-);
- Flexão  $zz$ ;
- Corte;
- Interação de esforços.

É importante esclarecer que a ferramenta foi desenvolvida para determinar a capacidade resistente de secções transversais de barras curtas, pois apenas se tem em conta os fenómenos

de instabilidade local de placa e distorcional, negligenciando assim, os fenómenos de instabilidade global que são associados a barras longas.

No processo de dimensionamento não se faz a classificação da secção com base nos quadros 5.2 da EN 1993-1-1, uma vez que, para todos elementos que constituem uma secção, se procede à quantificação do coeficiente de redução definido no capítulo 4.4 da EN 1993-1-5 que permite determinar os comprimentos efetivos dos elementos que constituem uma secção como a alma, banzo e reforços de bordo. Posteriormente, tendo todos os comprimentos efetivos, a ferramenta automaticamente faz a determinação das propriedades dos elementos. A solicitação a que um dado perfil enformado a frio está sujeito influencia a ordem de determinação dos comprimentos efetivos, os próprios comprimentos efetivos e, consequentemente, as propriedades da secção efetiva.

Caso o esforço atuante seja de compressão, não existe uma sequência lógica para determinar as propriedades, ou por outras palavras, é indiferente começar a análise pela alma ou pelo banzo. Segundo o capítulo 4.4 da EN 1993-1-5 o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , é igual a 1, ou seja, todos os pontos da secção estão sujeitos à mesma tensão. Posta esta consideração, facilmente se determina o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , que se encontra tabelado no quadro 4.1 ou 4.2 da EN 1993-1-5. A diferença entre estes quadros é, respetivamente, a posição dos elementos, ou seja, o Quadro 4.1 diz respeito a elementos internos e o Quadro 4.2 considera elementos em consola (ver Tabela A.1 e A.2 do anexo). A restante sequência de passos, para determinar o comprimento efetivo de um dado elemento, passa por determinar o coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , e coeficiente de redução,  $\rho$ .

Para o caso da flexão, independentemente do sentido de aplicação do esforço, a relação entre as tensões varia linearmente ao longo da alma, logo, o valor de  $\Psi$  será diferente de 0. Assim, o método adotado nas folhas de cálculo em *Microsoft Excel* começa por determinar a largura efetiva dos elementos mais externos – banzos –, passando depois para os elementos internos – alma –. Caso o banzo esteja sujeito à tração, considera-se que este elemento contribui em plenitude para a secção efetiva. Se o banzo estiver sujeito à compressão adota-se a mesma sequência referida no parágrafo anterior, ou seja, o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , é igual a 1. Deste modo, facilmente se determina o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , tendo em conta a posição do elemento – elemento interno ou elemento em consola –. A restante sequência de passos para determinar o comprimento efetivo de um dado elemento passa por determinar o coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , e coeficiente de redução,  $\rho$ .

Para elementos verticais – perpendiculares ao eixo em estudo –, como por exemplo, a alma de um perfil metálico enformado a frio, o processo adotado passa por determinar a posição do centro de gravidade do perfil e, após isto, é determinado o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ . A restante sequência de passos para determinar o comprimento efetivo de um dado elemento, passa por calcular o coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , e coeficiente de redução,  $\rho$ .

Como os perfis metálicos enformados a frio do tipo  $\Omega$  têm reforço de bordo, é necessário atender à encurvadura por distorção. Deste modo, e como previsto na EN 1993-1-3, a ferramenta implementa a redução da resistência da secção através da redução da espessura do reforço de bordo. A cláusula 5.5.3.3 da EN 1993-1-3 indica um processo iterativo que é opcional. Este processo permite otimizar a utilização do perfil, mas não foi aqui implementado devido a ser menos conservativo.

### 3.3 Propriedades do material

A Tabela 3.1b da EN 1993-1-3 indica os tipos de aço adequados à utilização em perfis metálicos enformados a frio sujeitos a processo de galvanização. Os livros desenvolvidos em *Microsoft Excel* têm em conta essa lista de aços (Figura 3.2 a)). Os coeficientes parciais de segurança variam de país para país, e em Portugal, adotam-se os valores presentes na EN 1993-1-3 2 (3), ou seja,  $\gamma_{m0}$  e  $\gamma_{m1}$  são iguais a 1. Em relação ao módulo de elasticidade,  $E$ , módulo de distorção,  $G$ , e o coeficiente de Poisson em regime elástico,  $\nu$ , foram adotados os valores propostos na NP EN 1993-1-1 3.2.6 (1). Todos os valores podem ser alterados na folha de cálculo automático, no entanto, esta fará sempre referência aos valores propostos nos eurocódigos em cada célula que é seleccionada (Figura 3.2 b)).

E (GPa)	210	<b>Cláusula 3.2.6(1) EC3-1-1</b> Módulo de elasticidade: Cláusula 3.2.6(1)
Tipo de aço	S355	
$f_y$ (MPa)	350	
$f_u$ (MPa)	420	
$\gamma_{m0}$	1	
$\gamma_{m1}$	1	
G (MPa)	80769	
$\nu$	0,3	
$\varepsilon$	0,819	

Figura 3.2 Entrada de dados das propriedades do aço.

### 3.4 Propriedades da secção bruta

Para além das propriedades do material referidas em 3.3, é possível definir na mesma folha as dimensões geométricas que permitem a quantificação das propriedades mecânicas da secção. Cada livro criado em *Microsoft Excel* determina as propriedades mecânicas e os esforços resistentes, apenas para um dado formato de secção, ou seja, esse critério terá sempre de ser respeitado a quando o a colocação das dimensões. Na mesma folha, é apresentada uma imagem genérica do formato de secção que cada livro está habilitado a resolver. Na Figura 3.3 apresenta-se uma dessas imagens para secção transversal de tipo ómega a 90° com aba reforçada ( $\Omega$  90° AR).

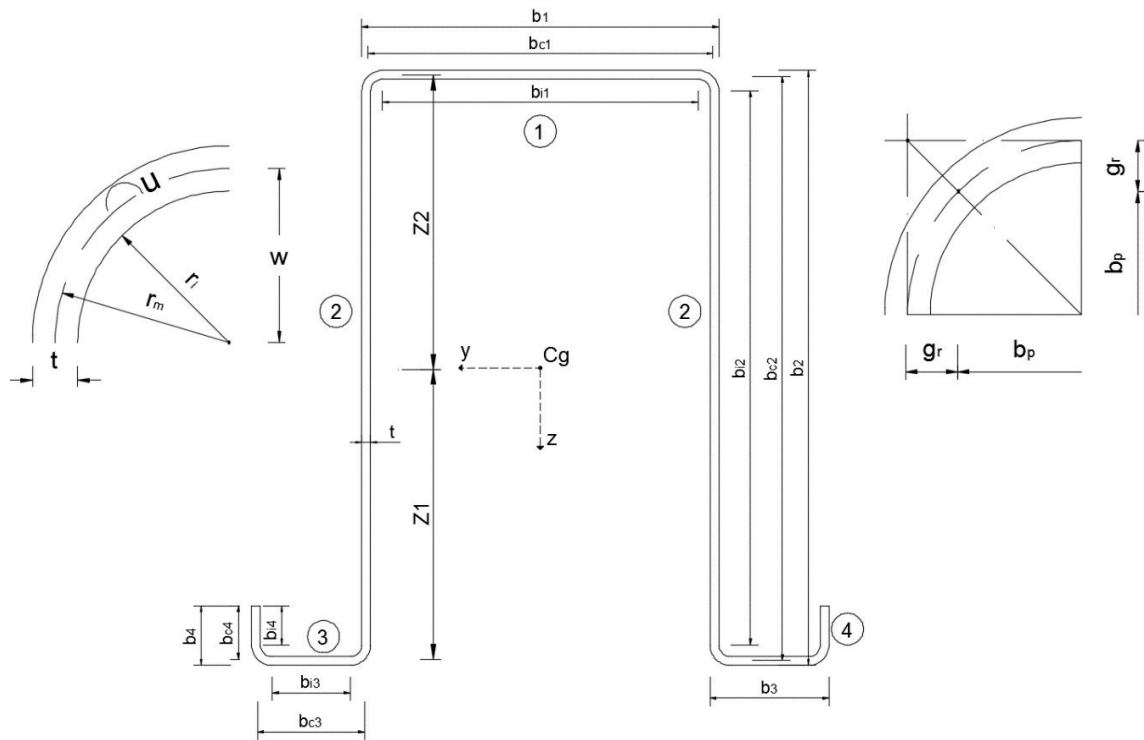


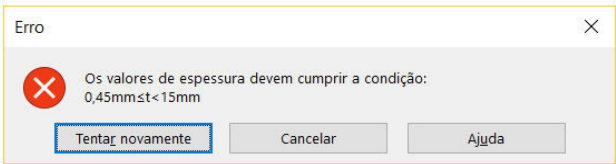
Figura 3.3 Variáveis geométricas referentes à secção transversal de tipo Ω 90° AR.

Na Figura 3.4, é apresentado o menu para a inserção dos dados geométricos da secção transversal. Do mesmo modo que em 3.3 para as propriedades do material, à medida que se seleciona uma determinada célula da folha de cálculo é sempre aberta uma mensagem que fará referência às limitações propostas nos eurocódigos. Por exemplo, quando se ativa a célula para definir a espessura do perfil ( $t_{nom}$  - Figura 3.4a)), a célula irá devolver uma mensagem (Figura 3.4 b)). Essa mensagem faz referência aos valores máximos e mínimos recomendados no eurocódigo. Na eventualidade de se inserir um valor fora deste intervalo regulamentar, é devolvida uma mensagem de erro ao utilizador (Figura 3.4 c)).

Espessura nominal	$t_{nom}$ (mm)	1,5	<b>Cláusula 3.2.3(1) EC3-1-3</b> Os valores de espessura devem cumprir a condição: $0,45\text{mm} \leq t < 15\text{mm}$
Espessura revestimento	$t_{zinco}$ (mm)	0,04	
Largura do banzo superior	$b_1$ (mm)	60	
Altura	$b_2$ (mm)	70	
Largura do reforço da base	$b_3$ (mm)	20	
Largura do reforço de bordo	$b_4$ (mm)	10	
Raio interno	$r_1$ (mm)	2	
Ângulo da curva (rad)	$\Phi$ (rad)	1,5708	

a)

b)



c)

Figura 3.4 a) menu para definição da geometria da secção tipo Ω 90° AR, b) mensagem relativa aos limites propostos no eurocódigo e c) mensagem de erro.

O cálculo das propriedades brutas da secção transversal é efetuado considerando a influência dos cantos arredondados. Os fenómenos de instabilidade local de placa e distorcional não são tidos em conta na contabilização da área da secção bruta transversal.

A influência dos cantos arredondados é traduzida pela Figura 3.5, presente no capítulo 5 da EN 1993-1-3.

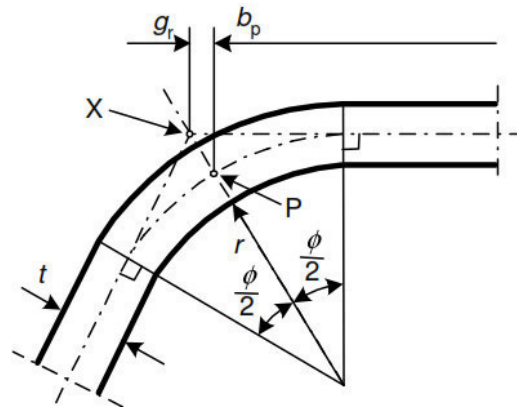


Figura 3.5 Pormenor da geometria do canto arredondado (EN 1993-1-3, 2006).

Na Figura 3.5 é possível identificar as seguintes variáveis:

$X$  é a interseção entre as linhas médias dos componentes que constituem uma secção;

$P$  é o ponto intermédio da linha média do canto;

$t$  é a espessura da secção;

$r$  é o raio interno do canto;

$\Phi$  é o ângulo entre dois componentes planos que constituem a secção;

$g_r$  é a projeção na horizontal ou vertical da distância entre o ponto  $X$  e o ponto  $P$ ;

$b_p$  é a comprimento nominal de um componente da secção.

A tolerância da espessura é definida no capítulo 3.2.4 (1) da EN 1993-1-3, de acordo com a equação (3.1).

$$0,45 \text{ mm} \leq t \leq 15 \text{ mm} \quad (3.1)$$

A espessura terá de ter em conta o recobrimento da proteção metálica fornecida pelo zinco, tal como definido na equação (3.2),

$$t = t_{nom} - t_{metallic \ coatings} \quad (3.2)$$

onde,

$t_{nom}$  é a espessura nominal do elemento;

$t_{metallic\ coatings}$  é o recobrimento fornecido pela galvanização. O valor comum é 0,04 mm para recobrimento com zinco Z 275, segundo a EN 1993-1-3 capítulo 3.2.4 (3).

É usual neste tipo de problema trabalhar com o raio da linha média em vez de o raio interno como demonstrado na Figura 3.3. No mesmo capítulo do eurocódigo são propostas duas equações para determinar o raio médio,  $r_m$ , e a projeção na horizontal ou vertical da distância entre o ponto  $X$  e o ponto  $P$ ,  $g_r$ , que são definidas respetivamente por (3.3) e (3.4).

$$r_m = r + t/2 \quad (3.3)$$

$$g_r = r_m \times \left( \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) \quad (3.4)$$

Cada tipo de secção é um caso particular, ou seja, quantos mais elementos e reforços tiver, mais complexa será a análise da geometria. Para não tornar este trabalho muito extenso, por opção, apenas se fará a descrição destas variáveis geométricas para uma secção tipo  $\Omega$  90° AR. Como é possível observar na Figura 3.3 as componentes da secção que não têm qualquer índice algébrico correspondem à dimensão exterior, caso tenham o índice  $c$  são dimensão do elemento considerando a sua linha média, as componentes com índice  $i$  correspondem à dimensão interna do elemento e as componentes com índice  $p$  dizem respeito à dimensão nominal de um elemento.

$$b_{c1} = b_1 - t \quad (3.5)$$

$$b_{c2} = b_2 - t \quad (3.6)$$

$$b_{c3} = b_3 - t \quad (3.7)$$

$$b_{c4} = b_4 - 0,5 \times t \quad (3.8)$$

$$b_{i1} = b_1 - t - 2 \times r_m \quad (3.9)$$

$$b_{i2} = b_2 - t - 2 \times r_m \quad (3.10)$$

$$b_{i3} = b_3 - t - 2 \times r_m \quad (3.11)$$

$$b_{i4} = b_4 - 0,5 \times t - r_m \quad (3.12)$$

$$b_{p1} = b_{c1} - 2 \times g_r \quad (3.13)$$

$$b_{p2} = b_{c2} - 2 \times g_r \quad (3.14)$$

$$b_{p3} = b_{c3} - 2 \times g_r \quad (3.15)$$

$$b_{p4} = b_{c4} - g_r \quad (3.16)$$

Para completar o menu das propriedades geométricas, apresentam-se as equações referentes ao comprimento do canto arredondado,  $u$ , e ao respetivo centro de gravidade,  $w$ . Estes parâmetros são implementados na ferramenta não só para a quantificação das propriedades brutas, mas também para a determinação das propriedades efetivas.

$$u = 2 \times \frac{\pi}{4} \times r_m \quad (3.17)$$

$$w = 0.363 \times r_m \quad (3.18)$$

Na Figura 3.6 apresenta-se o menu referente às propriedades geométricas de uma secção tipo  $\Omega$  90° AR.

Espessura	t (mm)	1,46
Raio da linha média de canto	$r_m$ (mm)	2,73
Largura do banzo superior ao eixo	$b_{c1}$ (mm)	58,54
Altura ao eixo	$b_{c2}$ (mm)	68,54
Largura do reforço da base do eixo	$b_{c3}$ (mm)	18,54
Largura do reforço de bordo do eixo	$b_{c4}$ (mm)	9,27
Largura do banzo superior interior	$b_{i1}$ (mm)	53,08
Altura interior	$b_{i2}$ (mm)	63,08
Largura do reforço da base interior	$b_{i3}$ (mm)	13,08
Largura do reforço de bordo do interior	$b_{i4}$ (mm)	6,54
Arco	u (mm)	4,2883
Centro de gravidade do raio	w (mm)	0,9910
Ângulo entre a alma e o banzo	$g_r$ (mm)	0,7996
Largura do banzo superior nominal	$b_{p1}$ (mm)	56,9408
Altura nominal	$b_{p2}$ (mm)	66,9408
Largura do reforço da base nominal	$b_{p3}$ (mm)	16,9408
Largura do reforço de bordo nominal	$b_{p4}$ (mm)	8,4704

Figura 3.6 Propriedades geométricas para uma secção tipo  $\Omega$  90° AR.

De seguida, é necessário fazer um conjunto de verificações que se apresentam na EN 1993-1-3. As primeiras verificações dizem respeito ao capítulo 5.1 (3) da EN 1993-1-3, que possibilita duas abordagens distintas para a determinação das características da secção transversal através da consideração ou não da influência dos cantos arredondados.

O capítulo 5.1 (3) da EN 1993-1-3 diz que a influência dos cantos arredondados na resistência da secção transversal pode ser negligenciada se se verificarem as condições (3.19) e (3.20).

$$r \leq 5 \times t \quad (3.19)$$

$$r \leq 0,1 \times \min(b_p) \quad (3.20)$$

No presente trabalho, optou-se por fazer o cálculo das propriedades da secção tendo sempre em conta a existência de cantos arredondados, ou seja, assumindo uma secção nominal como sugerido no capítulo 5.1 (2) da EN 1993-1-3.



Outras verificações necessárias dizem respeito ao rácio dos comprimentos dos elementos que compõem a secção, definidos nas equações (3.21) a (3.25). Estes limites geométricos para as dimensões das secções de perfis metálicos enformados a frio são dispostos na parte 5.2 da EN 1993-1-3 e estão relacionadas com as esbeltezas máximas da secção. Na eventualidade de não serem verificadas as condições propostas nas equações (3.21) a (3.25), a metodologia para determinar a capacidade resistente de perfis metálicos enformados a frio preconizada na EN 1993-1-3 deixa de ser válida. Convém referir que os limites apresentados na norma e o número de verificações podem diferir dependendo do tipo de secção.

$$\frac{b_1}{t} \leq 500 \times \sin(\Phi) \quad (3.21)$$

$$\frac{b_2}{t} \leq 90 \quad (3.22)$$

$$\frac{b_3}{t} \leq 60 \quad (3.23)$$

$$0.2 \leq \frac{b_3}{b_2} \leq 0.6 \quad (3.24)$$

$$0.1 \leq \frac{b_4}{b_2} \leq 0.3 \quad (3.25)$$

A Figura 3.7 apresenta o conjunto de verificações desenvolvidas nas folhas de cálculo.

Influência do cantos arredondados	Conclusão
$ri < 5 \cdot tn$	VERDADEIRO
$ri < 0.1 \cdot \min(bc1, bc2, bc3)$	FALSO
Verificação EN3-1-3 5.1 (3)	Considerar cantos
Rácio dos comprimentos	Conclusão
$b_1/t \leq 500$	VERDADEIRO
$b_2/t \leq 90$	VERDADEIRO
$b_3/t \leq 60$	VERDADEIRO
$0,2 \leq b_3/b_2 \leq 0,6$	VERDADEIRO
$0,1 \leq b_4/b_2 \leq 0,3$	VERDADEIRO
Verificação-Dimensões EN3-1-3 5.2 (tab5.1)	EC3-1-3 Válido

Figura 3.7 Verificação das dimensões da secção.

Como já referido, independentemente do resultado da verificação, o cálculo será feito tendo em consideração os cantos arredondados, pois, a EN1993-1-3 prevê essa situação.

No que diz respeito às conclusões do rácio dos comprimentos a indicação a cor verde, como demonstra a Figura 3.7, quer isto dizer que o procedimento indicado na EN1993-1-3 é válido,

na eventualidade de aparecer uma indicação a vermelho o procedimento indicado nessa norma não é válido.

A Tabela 3.1 indica as características mecânicas brutas da secção transversal representada na Figura 3.3. Quanto mais complexa as geometrias mais rebuscadas serão as expressões que permitem a caracterização mecânica da secção transversal.

Tabela 3.1 Características mecânicas da secção transversal bruta do tipo  $\Omega$  90° AR.

Área bruta	$A = (b_{i1} + 2 \times b_{i2} + 2 \times b_{i3} + 2 \times b_{i4} + 6 \times u) \times t$	(3.26)
Centro de gravidade 1 em zz	$Z_1 = \left( (b_{i1} \times b_{c2} + 2 \times b_{i2} \times 0,5 \times b_{c2} + 4 \times u \times w + 2 \times u \times (b_{c2} - w) + b_{i4} \times (b_{c4} - 0,5b_{i4})) \times t \right) / A$	(3.27)
Centro de gravidade 2 em zz	$Z_2 = b_{c2} - Z_1$	(3.28)
Centro de gravidade em yy	$Y_g = b_{c3} + \frac{b_{c1}}{2}$	(3.29)
Inércia em yy	$I_y = \frac{b_{i1} \times t^3}{12} + b_{i1} \times t \times Z_2^2 + 2 \times \left( \frac{b_{i2}^3 \times t}{12} + t \times b_{i2} \times \left( \frac{b_{c2}}{2} - Z_1 \right)^2 + \frac{b_{i3} \times t}{12} + b_{i3} \times t \times (Z_1)^2 + \frac{t \times b_{i4}^3}{12} + b_{i4} \times t \times \left( Z_1 - \frac{b_{i4}}{2} \right)^2 \right) + 4 \times t \times u \times (Z_1 - w)^2 + 2 \times t \times u \times (Z_2 - w)^2$	(3.30)
Inércia em zz	$I_z = \frac{b_{i1}^3 \times t}{12} + 2 \times \left( \frac{b_{i2} \times t^3}{12} + t \times b_{i2} \times \left( \frac{b_{c1}}{2} \right)^2 + \frac{t \times b_{i3}^3}{12} + b_{i3} \times t \times \left( \frac{b_{i1}}{2} + \frac{b_{c3}}{2} \right)^2 + \frac{b_{i4} \times t^3}{12} + t \times u \times \left( \frac{b_{c1}}{2} + b_{c3} - w \right)^2 \right)$	(3.31)

Inércia torsional	$I_t = \frac{1}{3} \times t^3 \times (b_{c1} + 2 \times b_{c2} + 2 \times b_{c3} + 2 \times b_{c4})$ $\times \left( 1 - 0,63 \times \frac{t}{b_{c1} + 2 \times b_{c2} + 2 \times b_{c3} + 2 \times b_{c4}} \right)$	(3.32)
Raio de giro em yy	$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$	(3.33)
Raio de giro em zz	$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$	(3.34)
Módulo de flexão elástico em yy	$W_{ely} = \frac{I_y}{\text{máximo}(Z_1, Z_2)}$	(3.35)
Módulo de flexão elástico em zz	$W_{elz} = \frac{I_z}{Y_g}$	(3.36)

### 3.5 Capacidade resistente à compressão

Nesta parte da dissertação expõem-se os aspetos relacionados com a determinação da capacidade resistente da secção transversal de perfis metálicos enformados a frio quando sujeitos a esforços de compressão. Cada um dos livros em *Microsoft Excel* desenvolvidos estão focados numa geometria específica da secção transversal. Os princípios que orientam a determinação da secção efetiva e consequentemente a determinação da capacidade resistente são demonstrados para uma secção tipo  $\Omega$  90° AR (Figura 3.3).

Como já referido, a capacidade resistente de um perfil metálico enformado a frio quando utilizado numa barra curta é influenciada pelos modos de instabilidade, ou seja, o método adotado deve ter em conta a encurvadura local de placa e a encurvadura local distorcional. A metodologia adotada para a determinação da capacidade resistente da secção transversal está exposta na EN 1993-1-3. Através do método das larguras efetivas com suporte na norma EN 1993-1-5 é possível atender aos fenómenos de instabilidade local de placa. Segundo a norma EN 1993-1-3, é possível atender aos fenómenos de instabilidade local distorcional, através da consideração da espessura reduzida na zona de reforço.

Atendendo à secção em estudo, considera-se adequada a configuração proposta na Figura 3.8, após a aplicação da metodologia referida no parágrafo anterior.

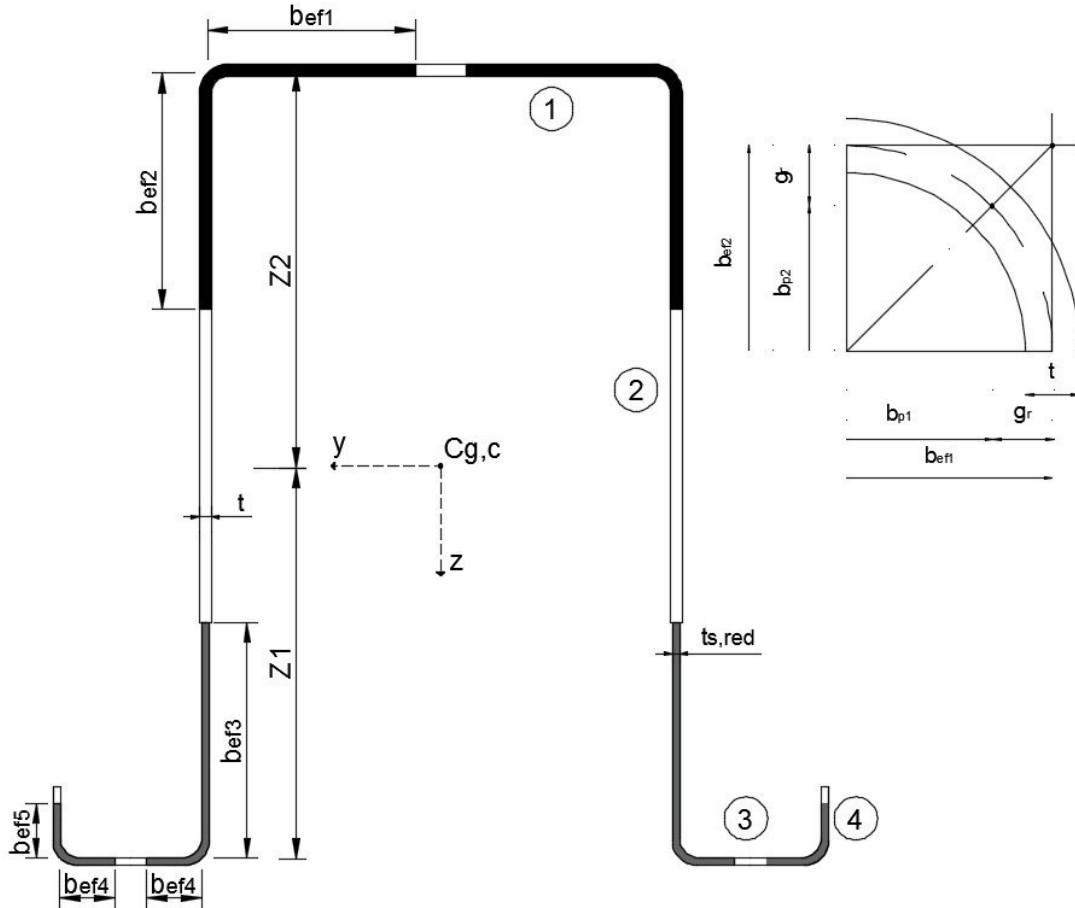


Figura 3.8 Secção tipo  $\Omega$  90° AR efetiva espectável para esforços de compressão.

Para esforços de compressão não existe uma sequência obrigatória para determinar as propriedades, ou seja, é indiferente começar a análise pela alma ou pelo banzo. Como a secção está toda comprimida, todos os pontos da secção estão sujeitos à mesma tensão, pelo que o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , é igual a 1. Com base no valor de  $\Psi$ , determina-se o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , que está tabelado no quadro 4.1 ou 4.2 da EN 1993-1-5.

Considera-se que o banzo superior (elemento 1), a alma (elemento 2) e a aba (elemento 3) são elementos internos comprimidos, logo o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , será igual 4, segundo a tabela do quadro 4.1 da EN 1993-1-5. Considera-se que o reforço da aba (elemento 4) é um elemento comprimido em consola, logo o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , será igual 0,43, segundo a tabela do quadro 4.2 da EN 1993-1-5. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , é dado pela equação (3.37),

$$\bar{\lambda}_{pi} = \frac{b_{pi}/t}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_{\sigma i}}} \quad (3.37)$$

onde,

$\lambda_{pi}$  é o coeficiente de esbelteza do elemento a considerar;

$b_{pi}$  é a comprimento nominal de um componente da secção a considerar;

$\varepsilon$  variável que tem em conta o tipo de aço, NP EN 1993-1-1;

$k_{\sigma}$  é o coeficiente de enfunamento do elemento a considerar.

O coeficiente de redução para a encurvadura de placa,  $\rho$ , é definido na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5, de acordo com as equações (3.38) a (3.41).

– Para elementos internos comprimidos:

$$\rho = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_{pi} \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (3.38)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{pi} - 0,055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_{pi}^2} \leq 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_{pi} > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad (3.39)$$

– Para elementos em consola comprimidos:

$$\rho = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_{pi} \leq 0,748 \quad (3.40)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{pi} - 0,188}{\bar{\lambda}_{pi}^2} \leq 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_{pi} > 0,748 \quad (3.41)$$

As larguras efetivas, representadas Figura 3.8, são apresentadas nas equações (3.42) a (3.46).

$$b_{ef1} = 0,5 \times \rho \times b_{p1} + g_r \quad (3.42)$$

$$b_{ef2} = 0,5 \times \rho \times b_{p2} + g_r \quad (3.43)$$

$$b_{ef3} = 0,5 \times \rho \times b_{p2} + g_r \quad (3.44)$$

$$b_{ef4} = 0,5 \times \rho \times b_{p3} + g_r \quad (3.45)$$

$$b_{ef5} = \rho \times b_{c4} \quad (3.46)$$

O raciocínio que foi aplicado para determinar o coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , para o reforço de bordo não é válido para todas as secções. Por exemplo, uma secção tipo  $\Omega$  90° que não tem reforço de bordo duplo, o procedimento a adotar deve ser o descrito na parte 5.5.3.2 (5) da norma EN 1993-1-3 (equações (3.47) e (3.48)). Para a secção  $\Omega$  90° AR, o coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , para o reforço de bordo pode ser calculado de acordo com o capítulo 5.5.2 da EN 1993-1-5.

– Se  $b_{p3}/b_{p2} \leq 0,35$

$$k_{\sigma} = 0,5 \quad (3.47)$$

– Se  $0,35 < b_{p3}/b_{p2} \leq 0,6$

$$k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \times \sqrt[3]{(b_{c3}/b_{c2} - 0,35)^2} \quad (3.48)$$

### 3.5.1 Espessura reduzida reforço de bordo

A instabilidade local distorcional afeta diretamente reforço de bordo, para ter em conta este fenómeno na redução da capacidade resistente, faz-se a redução da espessura dos elementos que compõem o reforço de bordo. Estes elementos são parte do elemento 2 – a componente  $b_{ef3}$  –, o elemento 3 e o elemento 4 (Figura 3.8). A seguir apresenta-se a sequência de cálculos adotada para determinar a redução da espessura. A posição do centro de gravidade do reforço de bordo é determinada com base na Figura 3.9.

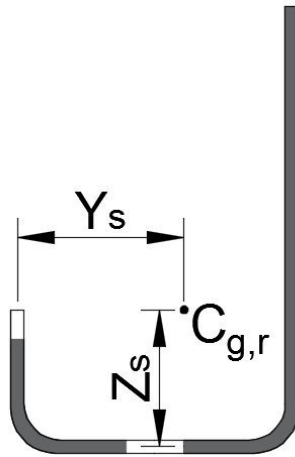


Figura 3.9 Posição do centro de gravidade.

Tabela 3.2 Características mecânicas da secção transversal do reforço quando sujeito a esforços de compressão.

Área efetiva do reforço	$A_s = \left( (b_{ef3} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) + 2 \times u \right) \times t$	(3.49)
Centro de gravidade do reforço em zz	$Z_s = \left( (b_{ef3} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef3} - g_r}{2} \right) + (b_{ef5} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) + u \times w \right) \times t / A_s$	(3.50)
Centro de gravidade do reforço em yy	$Y_s = t \times \left( (b_{ef4} - g_r) \times \left( g_r - \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) + (b_{ef4} - g_r) \times \left( b_{c3} - \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right) + (b_{ef3} - g_r) \times b_{c3} + u \times w + u \times (b_{c3} - w) \right)$	(3.51)
Inércia do reforço em yy	$I_s = \frac{(b_{ef3} - g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef3} - g_r) \times t \times (b_{c3} - Y_s)^2 + \frac{(b_{ef4} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef4} - g_r) \times t \times \left( b_{c3} - Y_s - \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef4} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef4} - g_r) \times t \times \left( Y_s - \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef5} - g_r) \times t}{12} + (b_{ef5} - g_r) \times t \times Y_s^2 + 2 \times 2 \times \frac{r_m^3 \times t}{12} + u \times t \times ((Y_s - w)^2 + (b_{c3} - Y_s - w)^2)$	(3.52)

A variável que a seguir se apresenta como rigidez equivalente,  $K$ , encontra-se definida na secção 5.5.3.1 (5) da EN 1993-1-3. Esta norma considera um sistema equivalente que é traduzido pela existência de uma mola junto ao reforço de extremidade que conduz à restrição parcial dos respetivos movimentos.

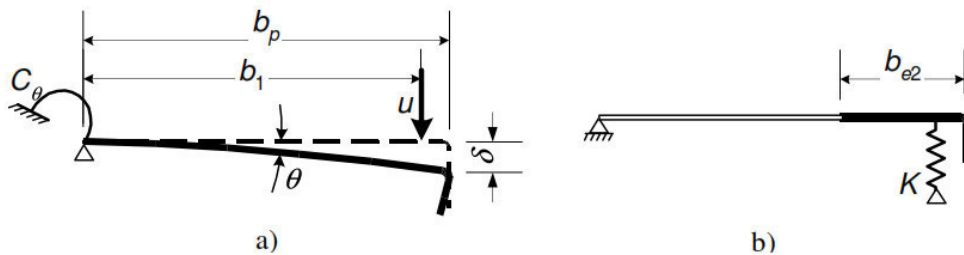


Figura 3.10 Rigidez do reforço: a) sistema real, b) sistema equivalente com mola (EN 1993-1-3, 2006).

$$K = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h_w + b_1^3 + 0,5 \times b_1 \times b_2 \times h_w \times k_f} \quad (3.53)$$

onde,

$b_1$  e  $b_2$  representa a distância da concordância entre o banzo e a alma até ao centro de gravidade do reforço;

$h_w$  é o comprimento da alma entre linhas médias dos banzos;

$k_f$  representa a relação entre as áreas dos reforços de extremidade, secção 5.5.3.1 (5) EN 1993-1-3.

Para o caso concreto da secção tipo  $\Omega$  90° AR resulta na equação (3.54):

$$K = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{(b_{c2} - Z_s)^2 \times b_{c1} + (b_{c2} - Z_s)^3 + 0,5 \times (b_{c2} - Z_s)^2 \times (b_{c1} \times 1)} \quad (3.54)$$

A tensão crítica elasticamente restringida,  $\sigma_{cr,s}$ , e esbelteza relativa do reforço de bordo,  $\lambda_d$ , encontram-se na secção 5.5.3.2 (7) e secção 5.5.3.1 (7), respetivamente.

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_s}}{A_s} \quad (3.55)$$

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} \quad (3.56)$$

O coeficiente de redução da espessura de reforço para a encurvadura distorcional,  $\chi_d$ , é dado na secção 5.5.3.1 (7) da EN 1993-1-3.

$$\chi_d = 1,0 \text{ para } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (3.57)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d \text{ para } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \quad (3.58)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \text{ para } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \quad (3.59)$$

A área reduzida,  $A_{s,red}$ , a espessura reduzida,  $t_{red}$ , e tensão de compressão da linha média,  $\sigma_{com,Ed}$ , do reforço de bordo são dadas na parte 5.5.3.2 (11) da EN 1993-1-3.

$$A_{s,red} = \chi_d \times A_s \times \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad (3.60)$$

$$t_{s,red} = \frac{A_{s,red}}{(b_{ef3} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) + 2 \times u} \quad (3.61)$$



### 3.5.2 Capacidade resistente (compressão)

Para a determinação da capacidade resistente é necessário determinar a área efetiva da secção,  $A_{eff}$ , e após isto multiplica-se esta variável pelo quociente entre tensão de cedência,  $f_y$  e coeficiente de segurança,  $\gamma_{M0}$ , tal como é refletido nas equações (3.62) e (3.63).

$$A_{eff} = 2 \times t \times \left( (b_{ef1} - g_r) + (b_{ef2} - g_r) \right) + 2 \times t_{s,red} \times \left( (b_{ef3} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) \right) + 2 \times t \times u + 4 \times t_{s,red} \times u \quad (3.62)$$

$$N_{c,red} = A_{eff} \times \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (3.63)$$

É igualmente necessário calcular o centro de gravidade da secção efetiva. A resistência à compressão de uma secção transversal refere-se à carga axial que atua no centro gravidade da sua secção eficaz. Se o centro de gravidade da secção transversal bruta não coincidir com o centro de gravidade da secção eficaz é necessário ter em conta a excentricidade resultante. A Figura 3.11 traduz graficamente a frase anterior, de acordo com a parte 6.1.3 (2) e (3) da EN 1993-1-3.

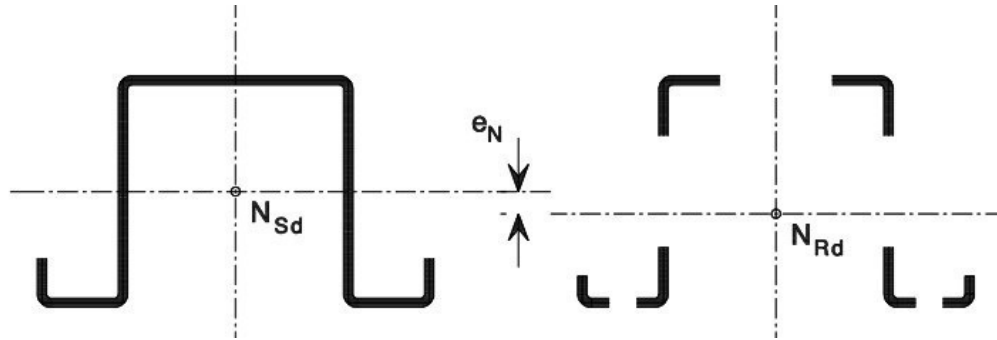


Figura 3.11 Excentricidade resultante da atuação de uma carga axial de compressão sobre a secção eficaz (EN 1993-1-3, 2006).

### 3.6 Capacidade resistente à flexão segundo o eixo yy

Nesta secção são demonstrados os aspetos relacionados com a determinação da capacidade resistente da secção transversal de perfis metálicos enformados a frio, quando sujeitos a esforços de flexão positiva e negativa. Também nesta secção, se fará apenas a explanação da capacidade resistente à flexão positiva e negativa de uma secção tipo  $\Omega$  90° AR (Figura 3.3).

Como já referido ao longo deste trabalho, a capacidade resistente de um perfil enformado a frio, utilizado numa barra curta, é influenciada pelos modos de instabilidade, ou seja, o método adotado deve ter em conta a encurvadura local de placa e encurvadura local distorcional. A metodologia adotada para a determinação da capacidade resistente da secção

transversal para esforços de flexão está exposta na EN 1993-1-3, em conjunto com o cálculo das larguras efetivas que atende aos fenómenos de instabilidade local de placa, tal como suportado na norma EN 1993-1-5. Através da consideração da espessura reduzida na zona de reforço segundo na norma EN 1993-1-3, é possível atender aos fenómenos de instabilidade local distorcional.

A metodologia adotada para determinar a secção efetiva para o esforço de flexão é semelhante ao que foi adotado no capítulo 3.5 onde se determina a capacidade resistente de um perfil enformado a frio sujeito a esforços de compressão.

O raciocínio a adotar passa por compreender, para um esforço de flexão, onde se situam as tensões de tração e onde se situam as tensões de compressão no perfil. Quando um elemento da secção está sujeito a esforços de tração, considera-se que todo o ele contribui para a capacidade resistente da secção. Se um elemento estiver sujeito a compressão, ele não contribui na sua totalidade para a capacidade resistente da secção, sendo necessário determinar a área efetiva desse componente. Na eventualidade de um elemento sofrer uma variação do estado de tensão ao longo do seu desenvolvimento, como é o caso das almas e do reforço da aba, é necessário determinar o parâmetro  $\Psi$  que relaciona as tensões extremas na secção transversal. No caso particular das abas de reforço para esforços de flexão positiva considera-se que estes elementos contribuem na totalidade, uma vez que estão tracionados.

### **3.6.1 Flexão segundo o eixo $yy$ – positivo**

Na Figura 3.12 é apresentada a secção espectável após a aplicação dos princípios do método referido na secção 3.6 da dissertação – esforços de flexão positiva segundo a direção  $yy$ .

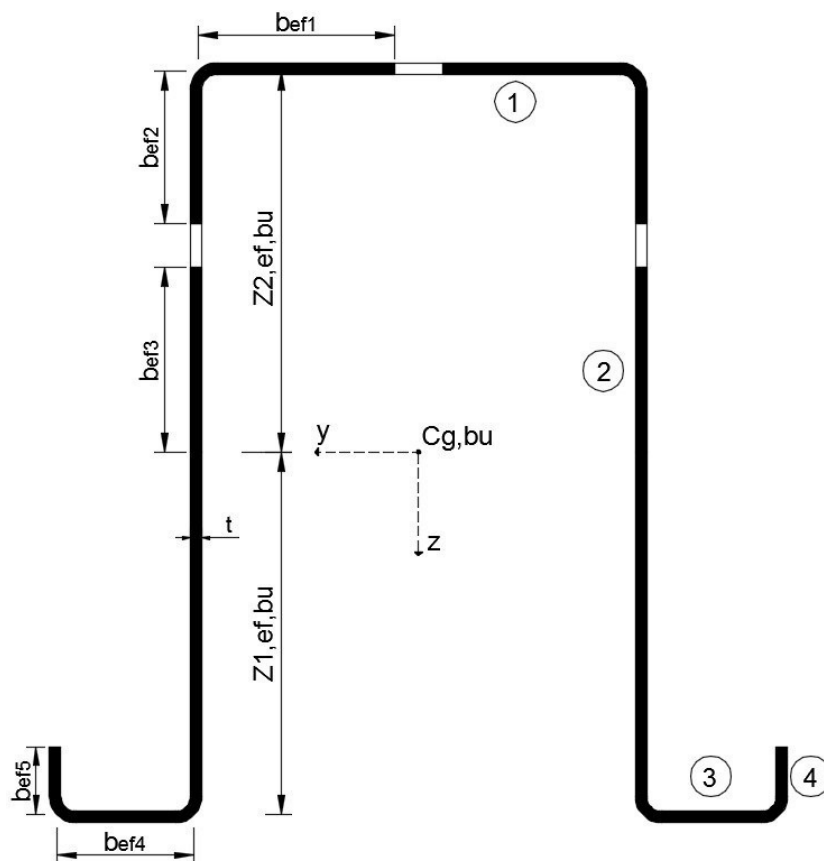


Figura 3.12 Secção tipo  $\Omega$  90° AR efetiva espectável para esforços de flexão positiva em yy.

Como é possível observar na Figura 3.12, a aba (elemento 3), e o reforço da aba (elemento 4) contribuem na sua totalidade para a capacidade resistente da flexão, pois são elementos que estão sujeitos a tensões de tração. Para a alma (elemento 2), como a análise feita é em regime elástico, é espectável que a parte inferior ao centro de gravidade (largura  $Z_{1,ef,bu}$ ) contribua também na totalidade para a capacidade resistente de flexão positiva segundo o eixo yy.

O processo de cálculo adotado para determinar a largura efetiva do banzo superior (elemento 1) é igual ao processo adotado na determinação da capacidade resistente a esforços de compressão, apresentado na secção 3.5. Como o banzo superior é um elemento que está sujeito à mesma tensão, ao longo do seu desenvolvimento, o coeficiente  $\Psi$  é igual a 1. Deste modo, o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_{\sigma}$ , está tabelado no quadro 4.1 da EN 1993-1-5, pois, considera-se este como um elemento interno comprimido. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , para o elemento 1 é dado pela equação (3.37). O coeficiente de redução para elementos comprimidos internos,  $\rho$ , é dado na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5. Onde,  $\rho$ , é dado pelas equações (3.38) e (3.39). A alma (elemento 2), é o elemento de mais complexa análise, para determinar as larguras efetivas da alma assume-se inicialmente que toda a alma contribui para a capacidade resistente do perfil e determina-se o respetivo centro de gravidade com base nesta suposição.

$$\begin{aligned}
 Z_{1,ef} = & 2 \times t \times \left( (b_{ef,1} - g_r) \times b_{c2} + (b_{c2} - 2 \times g_r) \times 0,5 \times b_{c2} + (b_{ef,5} - g_r) \right. \\
 & \times \left( g_r + \frac{b_{ef,5} - g_r}{2} \right) + u \times (b_{c2} - w) + 2 \times u \times w \Big) \\
 & / \left( 2 \times t \right. \\
 & \times \left. \left( (b_{ef,1} - g_r) + (b_{c2} - 2 \times g_r) + (b_{ef,4} - 2 \times g_r) + (b_{ef,5} - g_r) + 3 \times u \right) \right)
 \end{aligned} \tag{3.64}$$

$$Z_{2,ef} = b_{c2} - Z_{1,ef} \tag{3.65}$$

Devido à consideração da secção efetiva a posição do centro de gravidade altera-se relativamente à posição do centro de gravidade da secção bruta. Com base no novo centro de gravidade é possível calcular o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , ao longo da alma. Sendo este traduzido pela expressão (3.66).

$$\psi = \frac{(Z_{1,ef} - g_r)}{-(Z_{2,ef} - g_r)} \tag{3.66}$$

O valor do coeficiente de enfunamento,  $k_\sigma$ , é calculado a partir do quadro 4.1 da EN 1993-1-5, considerando-se este como um elemento interno comprimido. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , para o elemento 2 é dado equação (3.37). O coeficiente de redução para elementos comprimidos internos,  $\rho$ , é dado na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5. Onde,  $\rho$ , é dado pelas equações (3.38) e (3.39). As larguras efetivas, representadas Figura 3.12, são calculadas com base nas equações (3.67) a (3.71).

$$b_{ef1} = 0,5 \times \rho \times b_{p1} + g_r \tag{3.67}$$

$$b_{ef2} = 0,4 \times \rho \times Z_{2,ef} \tag{3.68}$$

$$b_{ef3} = 0,6 \times \rho \times Z_{2,ef} \tag{3.69}$$

$$b_{ef4} = b_{c3} \tag{3.70}$$

$$b_{ef5} = b_{c4} \tag{3.71}$$

### 3.6.2 Determinação da capacidade resistente (flexão positiva segundo a direção yy)

Para a determinação da capacidade resistente à flexão positiva,  $M_{bu,rd}$ , é necessário contabilizar a área efetiva da secção,  $A_{eff}$ , determinar o novo centro de gravidade,  $C_{g,bu}$ , e a inércia efetiva da secção em torno do eixo yy que passa por  $C_{g,bu}$ .

Tabela 3.3 Características mecânicas da secção transversal efetiva a esforços de flexão positiva segundo o eixo yy.

Área da secção efetiva	$A_{eff} = 2 \times t \times \left( (b_{ef1} - g_r) + (b_{ef2} - g_r) + (b_{ef3} + Z_{1,ef} - g_r) + (b_{ef4} - 2 \times g_r) + (b_{ef5} - g_r) + 3 \times u \right)$	(3.72)
Centro de gravidade 1 em zz	$Z_{1,ef,bu} = 2 \times t \times \left( (b_{ef1} - g_r) \times b_{c2} + (b_{ef2} - g_r) \times \left( b_{c2} - \left( g_r + \frac{b_{ef2} - g_r}{2} \right) \right) + (b_{ef3} + Z_{1,ef} - g_r) \times \left( \frac{b_{ef3} + Z_{1,ef} - g_r}{2} + g_r \right) + (b_{ef5} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) + u \times (b_{c2} - w) + 2 \times u \times w \right) / A_{eff}$	(3.73)
Centro de gravidade 2 em zz	$Z_{2,ef,bu} = b_{c2} - Z_{1,ef,bu}$	(3.74)
Inércia da secção efetiva em yy	$I_{y,ef,bu} = 2 \times \left( \frac{(b_{ef1} - g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef1} - g_r) \times t \times Z_{2,ef,bu}^2 + \frac{(b_{ef2} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef2} - g_r) \times t \times \left( Z_{2,ef,bu} - \left( g_r + \frac{(b_{ef2} - g_r)}{2} \right) \right)^2 + \frac{(Z_{1,ef} + b_{ef3} - g_r)^3 \times t}{12} + (Z_{1,ef} + b_{ef3} - g_r) \times t \times \left( Z_{1,ef,bu} - \left( g_r + \frac{(Z_{1,ef} + b_{ef3} - g_r)}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef4} - 2 \times g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef4} - 2 \times g_r) \times Z_{1,ef,bu}^2 + \frac{(b_{ef5} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef5} - g_r) \times t \times \left( Z_{1,ef,bu} - \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{r_m^3 \times t}{12} + u \times t \times (Z_{2,ef,bu} - w)^2 + 2 \times \left( \frac{r_m^3 \times t}{12} + u \times t \times (Z_{1,ef,bu} - w)^2 \right) \right)$	(3.75)

Módulo de flexão elástico da secção efetiva	$W_{y,ef,bu} = \frac{I_{y,ef,bu}}{\text{máximo}(Z_{1,ef,bu}, Z_{2,ef,bu})}$	(3.76)
Momento resistente	$M_{bu,rd} = W_{y,ef,bu} \times \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$	(3.77)

### 3.6.3 Flexão segundo o eixo yy – negativo

Na Figura 3.13 é apresentada a secção espectável após a aplicação dos princípios do método referido na secção 3.6 da dissertação – esforços de flexão negativa segundo o eixo yy.

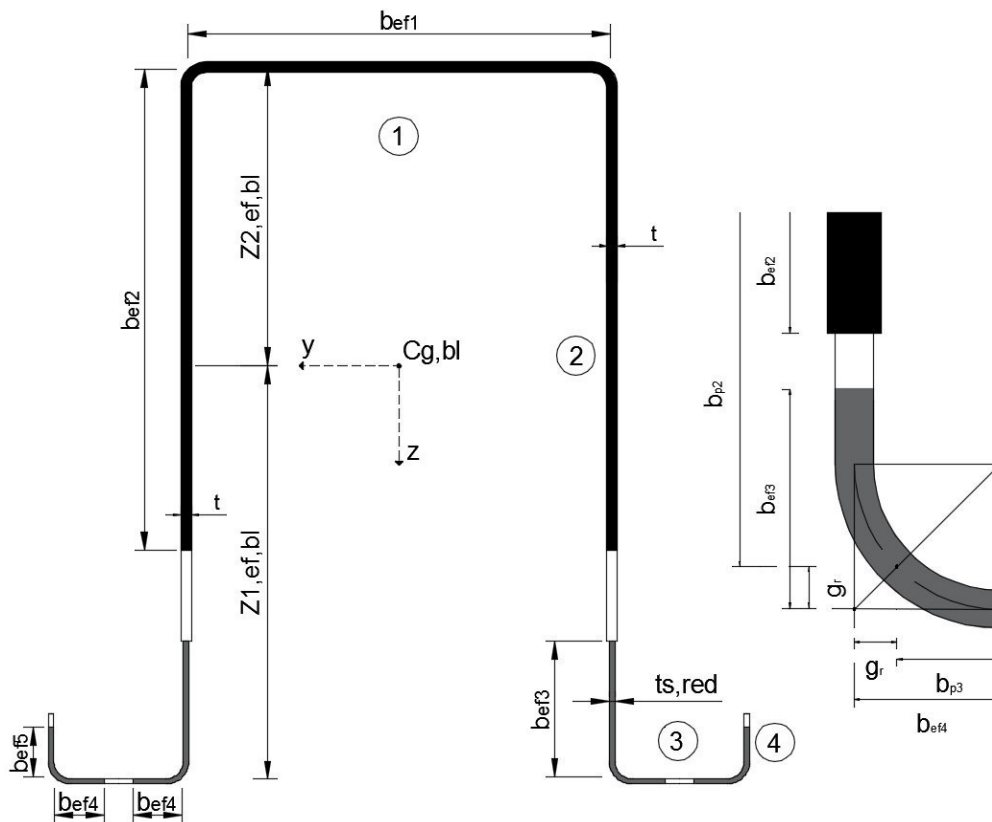


Figura 3.13 Secção tipo  $\Omega$  90° AR efetiva espectável para esforços de flexão em yy negativa.

Como é possível observar na Figura 3.13, o banzo superior (elemento 1) contribui na totalidade para a capacidade resistente da flexão, pois é um elemento que está sujeito a tensões de tração. Para a alma (elemento 2), como a análise feita é em regime elástico, é

espectável que parte superior ao centro de gravidade (largura  $Z_{2,ef,bl}$ ) contribua também na totalidade para a capacidade resistente de flexão negativa segundo o eixo yy.

O processo de cálculo adotado para determinar a largura efetiva da aba (elemento 3) é igual ao processo adotado na determinação da capacidade resistente da secção sujeita a esforços de compressão, apresentado na secção 3.5. Como a aba é um elemento que está sujeito á mesma tensão, ao longo do seu desenvolvimento, segundo o capítulo 4.4 da EN 1993-1-5 o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , é igual a 1. Posta esta consideração, o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_\sigma$ , está tabelado no quadro 4.1 da EN 1993-1-5, pois, considera-se este como um elemento interno comprimido. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , para o elemento 3 é dado pela equação (3.37). O coeficiente de redução para elementos comprimidos internos,  $\rho$ , é dado na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5. Onde,  $\rho$ , é dado pelas equações (3.38) e (3.39). O reforço da aba (elemento 4) é elemento cujas tensões variam ao logo da sua largura é, por isso, necessário determinar um parâmetro que relaciona as tensões,  $\Psi$ , útil para a obtenção do coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , e do coeficiente de redução,  $\rho$ . Para determinar as larguras efetivas do elemento 4 assume-se inicialmente que todo o elemento contribui para a capacidade resistente do perfil e determina-se o centro de grávide do perfil com todos os dados anteriores a esta suposição.

$$Z_{1,ef} = (b_{ef1} - 2 \times g_r) \times t \times b_{c2} + 2 \times t \times \left( (b_{c2} - 2 \times g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{c2} - 2 \times g_r}{2} \right) + (b_{c4} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{c4} - g_r}{2} \right) + u \times (b_{c2} - w) + 2 \times u \times w \right) / (b_{p1} \times t + 2 \times (b_{p2} + b_{p3} + b_{p4} + 3 \times u)) \quad (3.78)$$

$$Z_{2,ef} = b_{c2} - Z_{1,ef} \quad (3.79)$$

Devido à consideração da secção efetiva a posição do centro de gravidade altera-se relativamente à posição do centro de gravidade da secção bruta. Com base no novo centro de gravidade é possível calcular o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , ao longo do reforço. Sendo este traduzido na expressão (3.80). De forma a entender a expressão de  $\Psi$  apresenta-se a Figura 3.14.

$$\Psi = \frac{-(Z_{1,ef} - b_{c4} - g_r)}{-(Z_{2,ef} - g_r)} \quad (3.80)$$

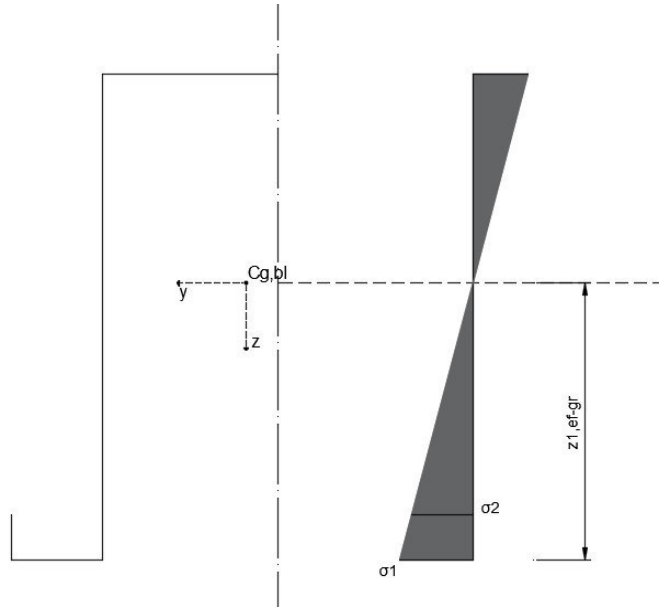


Figura 3.14 Estado de tensão da secção para cálculo coeficiente  $\Psi$  no reforço da aba.

Posta esta consideração, o valor do coeficiente de enfunamento,  $k_\sigma$ , está tabelado no quadro 4.2 da EN 1993-1-5, pois, considera-se este como um elemento comprimido em consola. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , para o elemento 4 é dado pela equação (3.37). O coeficiente de redução para elementos comprimidos em consola,  $\rho$ , é dado na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5. Onde,  $\rho$ , é dado pelas equações (3.40) e (3.41). A semelhança no que ocorre no reforço da aba (elemento 4), a alma (elemento 2) é elemento cujas tensões variam ao longo da sua largura é, por isso, necessário determinar um parâmetro que relaciona as tensões,  $\Psi$ , útil para a obtenção do coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , e do coeficiente de redução,  $\rho$ . Para determinar as larguras efetivas da alma assume-se inicialmente que toda a alma contribui para a capacidade resistente do perfil e determina-se o centro de gravidade do perfil com todos os dados anteriores a esta suposição.

$$\begin{aligned}
 Z_{1,ef} = & (b_{ef1} - 2 \times g_r) \times t \times b_{c2} + 2 \times t \\
 & \times \left( (b_{c2} - 2 \times g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{c2} - 2 \times g_r}{2} \right) + (b_{ef5} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) \right. \\
 & \left. + u \times (b_{c2} - w) + 2 \times u \times w \right) \\
 & / \left( b_{p1} \times t + 2 \times t \times (b_{p2} + b_{p3} + b_{p4} + 3 \times u) \right)
 \end{aligned} \quad (3.81)$$

$$Z_{2,ef} = b_{c2} - Z_{1,ef} \quad (3.82)$$

Devido à consideração da secção efetiva a posição do centro de gravidade altera-se relativamente à posição do centro de gravidade da secção bruta. Com base no novo centro de



gravidade é possível calcular o coeficiente que relaciona as tensões,  $\Psi$ , ao longo da alma. Sendo este traduzido na expressão (3.83).

$$\Psi = \frac{(Z_{1,ef} - g_r)}{-(Z_{2,ef} - g_r)} \quad (3.83)$$

O valor do coeficiente de enfunamento,  $k_\sigma$ , está tabelado no quadro 4.1 da EN 1993-1-5, pois considera-se este como um elemento interno comprimido. O coeficiente de esbelteza,  $\lambda_p$ , para o elemento 2 é dado pela equação (3.37). O coeficiente de redução para elementos comprimidos internos,  $\rho$ , é dado na secção 4.4 (2) da EN 1993-1-5. Onde,  $\rho$ , é dado pelas equações (3.38) e (3.39). As larguras efetivas, representadas Figura 3.13, são apresentadas nas equações (3.84) a (3.88).

$$b_{ef1} = b_{c1} \quad (3.84)$$

$$b_{ef2} = 0,6 \times \rho \times Z_{1,ef} + Z_{2,ef} \quad (3.85)$$

$$b_{ef3} = 0,4 \times \rho \times Z_{1,ef} \quad (3.86)$$

$$b_{ef4} = 0,5 \times \rho \times b_{p3} + g_r \quad (3.87)$$

$$b_{ef5} = \rho \times b_{c4} \quad (3.88)$$

### 3.6.4 Espessura reduzida do reforço de bordo

Como já referido na secção 3.5.1 a instabilidade local distorcional afeta diretamente reforço de bordo, para ter em conta este fenómeno na redução da capacidade resistente, faz-se a redução da espessura dos elementos que compõem o reforço de bordo. Estes elementos são parte do elemento 2 – a componente  $b_{ef3}$  –, o elemento 3 e o elemento 4 (Figura 3.13). A seguir apresenta-se a sequência de cálculos adotada para determinar a redução da espessura. A posição do centro de gravidade do reforço de bordo é determinada com base na Figura 3.9 apresentada na secção 3.5.1 desta dissertação.

Tabela 3.4 Características mecânicas da secção transversal do reforço à flexão negativa segundo o eixo yy.

Área efetiva do reforço	$A_s = \left( (b_{ef3} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) + 2 \times u \right) \times t$	(3.89)
Centro de gravidade do reforço em yy	$Y_s = t \times \left( (b_{ef4} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) + (b_{ef4} - g_r) \times \left( b_{c3} \times \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right) + (b_{ef3} - g_r) \times b_{c3} + u \times w + u \times (b_{c3} - w) \right) / A_s$	(3.90)
Centro de gravidade do reforço em zz	$Z_s = \left( (b_{ef4} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef3} - g_r}{2} \right) + (b_{ef5} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) + 2 \times u \times w \right) / A_s$	(3.91)
Inércia do reforço	$I_s = \frac{(b_{ef3} - g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef3} - g_r) \times t \times (b_{c3} - Y_s)^2 + \frac{(b_{ef4} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef4} - g_r) \times t \times \left( b_{c3} - Y_s - \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef4} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef4} - g_r) \times t \times \left( b_{c3} - Y_s - \left( g_r + \frac{b_{ef4} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef5} - g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef5} - g_r) \times t \times Y_s^2 + 2 \times \frac{r_m^3 \times t}{12} + u \times t \times ((Y_s - w)^2 + (b_{c3} - Y_s - w)^2)$	(3.92)
Rigidez equivalente	$K = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{(b_{c2} - Z_s)^2 \times b_{c1} + (b_{c2} - Z_s)^3 + 0,5 \times (b_{c2} - Z_s)^2 \times (b_{c1} \times 1)}$	(3.93)
Tensão crítica	$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_s}}{A_s}$	(3.94)
Esbelteza relativa	$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$	(3.95)

O coeficiente de redução da espessura de reforço para a encurvadura distorcional,  $\chi_d$ , é dado na secção 5.5.3.1 (7) da EN 1993-1-3 pelas equações (3.57) a (3.59). A área reduzida,  $A_{s,red}$ , a espessura reduzida,  $t_{red}$ , e tensão de compressão da linha média,  $\sigma_{com,Ed}$ , do reforço de bordo são dadas na parte 5.5.3.2 (11) da EN 1993-1-3.

$$A_{s,red} = \chi_d \times A_s \times \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad (3.96)$$

$$t_{s,red} = \frac{A_{s,red}}{(b_{ef3} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) + 2 \times u} \quad (3.97)$$

### 3.6.5 Determinação da capacidade resistente (flexão negativa segundo a direção yy)

Para a determinação da capacidade resistente à flexão positiva,  $M_{bl,rd}$ , é necessário contabilizar a área efetiva da secção,  $A_{eff}$ , determinar o novo centro de gravidade,  $C_{g,bl}$ , e a inércia efetiva da secção em torno do eixo yy que passa por  $C_{g,bl}$ .

Tabela 3.5 Características mecânicas da secção transversal efetiva à flexão segundo o eixo yy.

Área efetiva da secção	$A_{eff} = t \times \left( (b_{ef1} - 2 \times g_r) + 2 \times (b_{ef2} - g_r) \right) + 2 \times t_{sred} \times \left( (b_{ef2} - g_r) + 2 \times (b_{ef4} - g_r) + (b_{ef5} - g_r) \right) + 2 \times u \times t + 4 \times u \times t_{sred}$	(3.98)
Centro de gravidade I em zz	$Z_{1,ef,bl} = t \times \left( (b_{ef1} - 2 \times g_r) \times b_{c2} + 2 \times \left( (b_{ef2} - g_r) \times \left( b_{c2} - \left( g_r + \frac{b_{ef2} - g_r}{2} \right) \right) + u \times (b_{c2} - w) \right) \right) + 2 \times t_{sred} \times \left( (b_{ef3} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef3} - g_r}{2} \right) + (b_{ef5} - g_r) \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right) + 2 \times u \times w \right) / A_{eff}$	(3.99)

Inércia da secção efetiva em yy	$  \begin{aligned}  I_{y,ef,bl} = & \frac{(b_{ef1} - 2 \times g_r) \times t^3}{12} + (b_{ef1} - 2 \times g_r) \times t \times Z_{2,ef,bl}^2 + 2 \\  & \times \left( \frac{(b_{ef2} - g_r)^3 \times t}{12} + (b_{ef2} - g_r) \times t \right. \\  & \times \left( Z_{2,ef,bl} - \left( g_r + \frac{b_{ef2} - g_r}{2} \right) \right)^2 + \frac{(b_{ef3} - g_r)^3 \times t_{sred}}{12} \\  & + (b_{ef3} - g_r) \times t_{sred} \times \left( Z_{2,ef,bl} - \left( g_r + \frac{b_{ef3} - g_r}{2} \right) \right)^2 + 2 \\  & \times \left( \frac{(b_{ef4} - g_r) \times t_{sred}^3}{12} + (b_{ef4} - g_r) \times t_{sred} \times Z_{1,ef,bl}^2 \right) \\  & + \frac{(b_{ef5} - g_r)^3 \times t_{sred}}{12} + (b_{ef5} - g_r) \times t_{sred} \\  & \times \left( g_r + \frac{b_{ef5} - g_r}{2} \right)^2 + 2 \times \left( \frac{r_m^3 \times t}{12} + u \times t \times (Z_{2,ef,bl} - w)^2 \right) \\  & + 4 \times \left( \frac{r_m^3 \times t_{sred}}{12} + u \times t_{sred} \times (Z_{2,ef,bl} - w)^2 \right)  \end{aligned}  $	(3.100)
Módulo de flexão elástico da secção efetiva	$W_{y,ef,bl} = \frac{I_{y,ef,bl}}{\text{máximo}(Z_{1,ef,bl}, Z_{2,ef,bl})}$	(3.101)
Momento resistente	$M_{bl,rd} = W_{y,ef,bl} \times \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)$	(3.102)

### 3.7 Capacidade resistente à flexão segundo o eixo zz

O estudo da capacidade resistente à flexão segundo o eixo zz segue a mesma metodologia de cálculo que foi apresentada para a resistência à flexão segundo o eixo yy, sendo as diferenças relacionadas com as particularidades da geometria da secção do perfil analisada sobre outro eixo. Ao longo deste capítulo apresentam-se os processos envolvidos na determinação das propriedades efetivas da secção transversal tipo  $\Omega$  90° AR tendo em conta os fenómenos de instabilidade local e distorcional. Convém voltar a reforçar a ideia que os livros em *Microsoft Excel* desenvolvidos neste trabalho estão limitados à geometria da secção. Os princípios que estão por de trás da determinação da secção efetiva e consequentemente da determinação da capacidade resistente são específicos para um dado tipo de secção, que está sempre devidamente identificado.

A metodologia adotada para a determinação da capacidade resistente da secção transversal para esforços de flexão está exposta na EN 1993-1-3. Através do método das larguras efetivas com suporte na norma EN 1993-1-5 é possível atender aos fenómenos de instabilidade local de placa. Como na flexão segundo o eixo  $yy$  a análise começa por ter em conta a instabilidade local, ou seja, definição das áreas efetivas da secção. Os primeiros elementos a serem analisados são os elementos em que a compressão é uniforme ao longo do desenvolvimento. O raciocínio a adotar passa por compreender, para um esforço de flexão, onde se situam as tensões de tração e onde se situam as tensões de compressão no perfil. Quando um elemento, que constitui uma secção, está sujeito a esforços de tração é partido do princípio que todo o elemento contribui para a capacidade resistente da secção. Se um elemento estiver à compressão, o elemento não contribui na totalidade para a capacidade resistente da secção, sendo necessário determinar a área efetiva desse componente da secção. Na eventualidade de um elemento variar o estado de tensão ao longo do seu desenvolvimento, é por exemplo o caso da aba – nesta direção de análise –, ter-se-á que determinar o fator que relaciona as tensões,  $\Psi$ , que é necessário para determinar o coeficiente de redução,  $\rho$ . Para ter em conta a instabilidade distorcional é necessário estudar a redução da espessura do reforço de bordo sendo o processo igual ao demonstrado nos capítulos 3.5 e 3.6.

Posto isto, a ferramenta está habilitada a quantificar a área efetiva, centro de gravidade para secção efetiva, inércia da secção efetiva, módulo de flexão mínimo e capacidade resistente à flexão segundo o eixo  $zz$ . Na Figura 3.15 apresenta-se uma secção tipo  $\Omega$  90° AR efetiva espectável para esforços de flexão em  $zz$ . Para esta direção optou-se por não fazer a explanação do raciocínio para não tornar esta obra muito extensa, uma vez que, o raciocínio é igual ao já exemplificado nos capítulos anteriores.

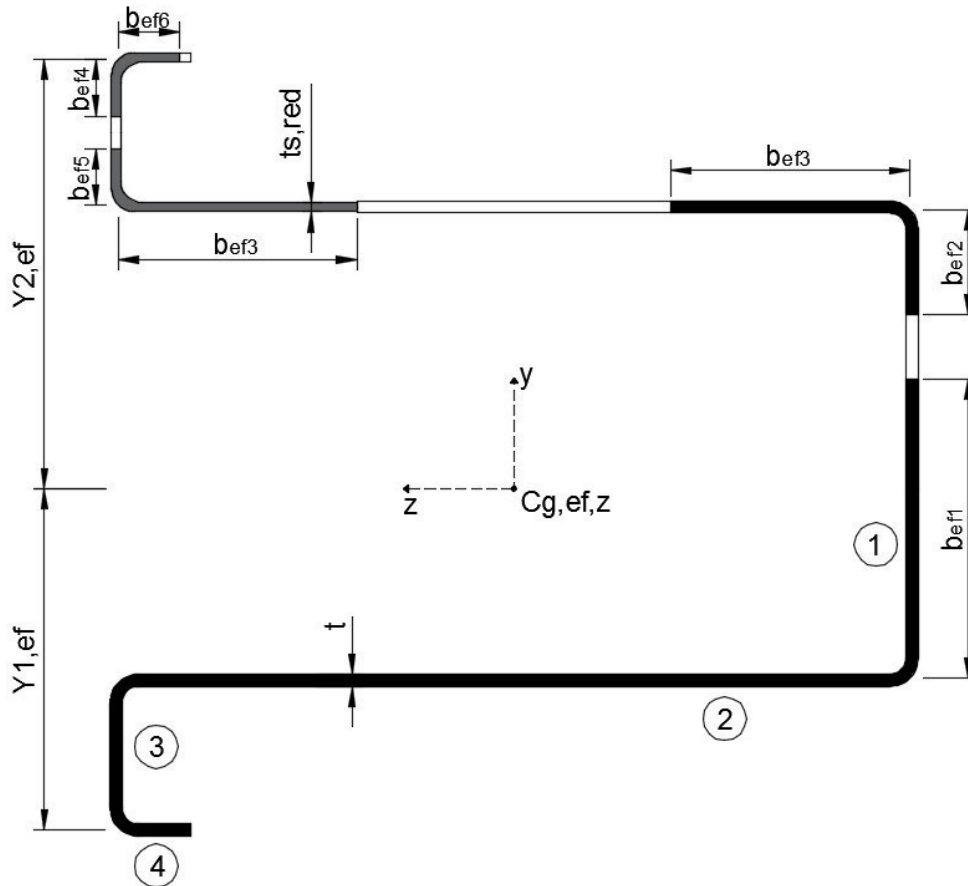


Figura 3.15 Secção tipo  $\Omega$  90° AR efetiva espectável para esforços de flexão em zz.

### 3.8 Capacidade resistente a esforços de corte

Como foi referido no início do capítulo 3, uma das folhas do livro incluído na ferramenta de cálculo é dedicada a determinar a capacidade resistente a esforços de corte. O elemento talhado para resistir aos esforços de corte é a alma de uma secção. Na Figura 3.16 representa as variáveis geométricas que a EN 1993-1-3 propõe para determinar a capacidade resistente a esforços de corte.

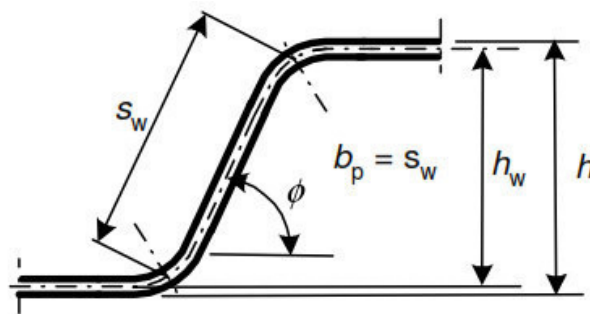


Figura 3.16 Parâmetros geométricos a considerar para determinar o esforço de corte resistente (EN 1993-1-3, 2006).

Como para os outros esforços, na análise ao corte, também é necessário calcular a esbelteza normalizada para esforços de corte,  $\lambda_w$ . Neste ponto é necessário ter em atenção se os perfis em estudo têm ou não reforço intermédio na alma. Na parte 6.1.5 (2) da EN1993-1-3 apresenta-se o coeficiente de esbelteza para esforço de corte. Os livros desenvolvidos apenas permitem o cálculo para as secções já referidas, ou seja, sem a consideração de reforços intermédios.

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{s_w}{t} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.103)$$

onde,

$s_w$  é a altura da alma medida entre os pontos intermédios dos cantos arredondados;

$t$  é a espessura da secção;

$f_y$  é a tensão de cedência do aço;

$E$  é o módulo de elasticidade.

Na secção 6.1.5 (1) da EN 1993-1-3 é exposta a equação (3.104) que permite determinar o esforço de corte resistente,

$$V_{b,rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin(\phi)} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{m0}} \quad (3.104)$$

onde,

$f_{bv}$  é o valor da tensão resistente ao esforço transversal com influência da encurvadura por corte;

$h_w$  é a altura da alma medida entre a linha média dos banzos;

$\phi$  é o ângulo entre a alma e o banzo.

O valor da tensão resistente ao esforço transversal,  $f_{bv}$ , é dado pela tabela 6.1 da EN 1993-1-3 em que para definir o valor de  $f_{bv}$  é necessário conhecer o valor de esbelteza para esforço de corte e se o perfil tem reforço ou não no apoio. Devido à campanha experimental que se apresenta no capítulo 4 desta dissertação, nos livros em *Microsoft Excel*, apenas se considera o valor da tensão resistente ao esforço transversal com reforço no apoio, como sugerido na parte A.3.4 da EN 1993-3 referente a ensaios de flexão.

### 3.9 Resultados

Da Tabela 3.6 à Tabela 3.11 apresentam-se as características mecânicas dos perfis estudados na campanha experimental do capítulo 4. Os resultados apresentados nestas tabelas são

obtidos através dos livros desenvolvidos em *Microsoft Excel* que ao longo capítulo se fez referência. Para compreender os parâmetros geométricos de entrada deve fazer-se uso da Figura 3.1 e das figuras no Anexo A.1. Para atentar às larguras efetivas das secções efetivas, em anexo, estão disponíveis figuras que permitem identificar cada parâmetro. Na Tabela 3.6 à Tabela 3.11 apresenta-se o resultado dos esforços resistentes que serão mais tarde comparados com os resultados obtidos na campanha experimental incluída no Capítulo 4.

Tabela 3.6 Propriedades da secção bruta, resultado do cálculo analítico.

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$h$ (mm)	120	120	120
$B$ (mm)	56	56	56
$b$ (mm)	30	30	30
$c$ (mm)	-	-	20
$t_{nom}$ (mm)	2,0	2,0	2,0
$t_{zic}$ (mm)	0,04	0,04	0,04
$t$ (mm)	1,96	1,96	1,96
$r_i$ (mm)	2	2	2
$f_y$ (MPa)	320	320	320
$A$ (mm <sup>2</sup> )	675,07	672,37	738,07
$Z_I$ (mm)	58,34	58,33	53,64
$Z_2$ (mm)	59,71	59,71	64,41
$Y_g$ (mm)	76,54	56,04	55,06
$I_z$ (mm <sup>4</sup> )	1,02 E <sup>6</sup>	5,61E <sup>5</sup>	7,58E <sup>5</sup>
$I_y$ (mm <sup>4</sup> )	1,26 E <sup>6</sup>	1,27E <sup>6</sup>	1,42E <sup>6</sup>



Tabela 3.7 Propriedades da secção efetiva, para a compressão.

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$b_{ef1}$ (mm)	27,02	27,02	27,02
$b_{ef2}$ (mm)	39,85	39,97	39,97
$b_{ef3}$ (mm)	39,85	39,965	39,65
$b_{ef4}$ (mm)	26,79	27,00	14,02
$b_{ef5}$ (mm)	-	-	19,02
$A_{s,red}$ (mm <sup>2</sup> )	94,88	96,97	167,67
$t_{s,red}$ (mm)	1,363	1,387	1,81
$A_{eff}$ (mm <sup>2</sup> )	463,62	468,02	627,79
$Z_{1,ef,c}$ (mm)	69,19	69,28	52,21
$Z_{2,ef,c}$ (mm)	48,85	48,76	65,83
$N_{c,Rd}$ (kN)	148,36	149,77	200,89

Tabela 3.8 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo yy positivo.

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$b_{ef1}$ (mm)	27,02	27,02	27,02
$b_{ef2}$ (mm)	24,24	23,81	25,59
$b_{ef3}$ (mm)	36,354	35,71	38,75
$b_{ef4}$ (mm)	29,02	29,02	28,04
$b_{ef5}$ (mm)	-	-	19,02
$A_{s,red}$ (mm <sup>2</sup> )	-	-	-
$t_{s,red}$ (mm)	-	-	-
$A_{eff}$ (mm <sup>2</sup> )	712,98	705,41	787,63
$Z_{1,ef,bu}$ (mm)	58,07	58,52	53,20
$Z_{2,ef,bu}$ (mm)	59,97	59,52	64,85
$I_{y,ef,bu}$ (mm <sup>4</sup> )	1,39 E <sup>6</sup>	1,38E <sup>6</sup>	1,56 E <sup>6</sup>
$M_{bu,Rd}$ (kN.m)	7,40	7,41	7,71

Tabela 3.9 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo yy negativo.

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$b_{ef1}$ (mm)	54,04	27,02	54,04
$b_{ef2}$ (mm)	95,08	94,37	96,76
$b_{ef3}$ (mm)	24,78	23,67	21,28
$b_{ef4}$ (mm)	26,79	27,00	14,02
$b_{ef5}$ (mm)	-	-	19,02
$A_{s,red}$ (mm <sup>2</sup> )	79,10	79,17	117,80
$t_{s,red}$ (mm)	1,45	1,48	1,59
$A_{eff}$ (mm <sup>2</sup> )	648,55	645,69	734,05
$Z_{l,ef,bl}$ (mm)	63,31	58,52	56,66
$Z_{2,ef,bl}$ (mm)	54,73	59,52	61,39
$I_{y,ef,bl}$ (mm <sup>4</sup> )	1,18 E <sup>6</sup>	1,05E <sup>6</sup>	1,32 E <sup>6</sup>
$M_{bl,Rd}$ (kN.m)	5,95	5,28	6,88

Tabela 3.10 Propriedades da secção efetiva, para a flexão segundo o eixo zz

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$b_{ef1}$ (mm)	10,81	10,81	41,64
$b_{ef2}$ (mm)	15,70	39,97	12,40
$b_{ef3}$ (mm)	26,79	27,00	39,97
$b_{ef4}$ (mm)	16,21	16,21	11,22
$b_{ef5}$ (mm)	-	-	16,824
$b_{ef6}$ (mm)	-	-	19,02
$A_{s,red}$ (mm <sup>2</sup> )	70,91	100,95	155,56
$t_{s,red}$ (mm)	1,56	1,44	1,68
$A_{eff}$ (mm <sup>2</sup> )	553,60	590,70	686,52
$Y_{l,ef,z}$ (mm)	57,27	50,52	50,69
$Y_{2,ef,z}$ (mm)	54,81	61,56	59,43
$I_{z,ef}$ (mm <sup>4</sup> )	3,59E <sup>5</sup>	4,85E <sup>5</sup>	7,22 E <sup>5</sup>
$M_{Z,Rd}$ (kN.m)	2,01	2,52	3,89

Tabela 3.11 Propriedades da secção efetiva, para o corte.

Parâmetros	Perfil		
	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0
$s_w$ (mm)	119,86	118,04	118,04
$f_{bv}$ (MPa)	185,60	185,60	185,60
$V_{b,Rd}$ (kN)	43,60	42,94	42,94



### 4.1 Análise experimental de perfis metálicos enformados a frio com secção em $\Omega$ sujeitos à flexão

A campanha experimental tem os objetivo de analisar e compreender o comportamento estrutural de perfis de aço enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$  quando sujeitos a flexão. Os resultados dos ensaios servem para validar os valores obtidos no Capítulo 3 decorrentes da ferramenta de cálculo desenvolvida.

O principal objetivo da campanha experimental é identificar o comportamento sob esforços de flexão e os correspondentes modos de instabilidade em fase de rotura de três grupos de perfis metálicos enformados a frio com secção  $\Omega$ , de modo a quantificar a capacidade resistente e a capacidade de deformação de cada perfil.

Os tipos de secção em  $\Omega$  considerados são  $\Omega$  90°,  $\Omega$  100°,  $\Omega$  90° AR e CLB (Figura 4.1), os provetes utilizados nos ensaios foram produzidos e fornecidos pela empresa PerfilNorte – Empresa de Perfilagem, S.A.. A seleção das amostras teve em conta os parâmetros fixos de altura e espessura com o objetivo de entender o comportamento estrutural global dos perfis, ou seja, compreender a implicação que a geometria tem na capacidade de deformação e na capacidade resistente do perfil.

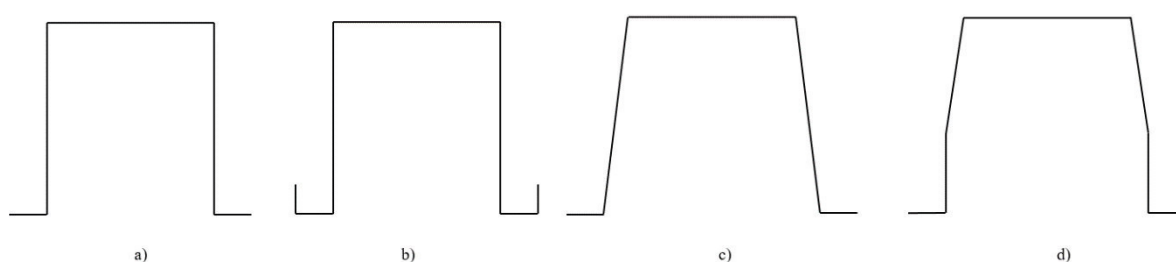


Figura 4.1 Perfis tipo utilizados nos ensaios: a)  $\Omega$  90°, b)  $\Omega$  90° AR, c)  $\Omega$  100° e d) CLB.

O tipo de aço utilizado nos perfis foi S320 GD. As características geométricas dos perfis metálicos encontram-se representadas na Figura 4.2 e na Tabela 4.1.

Como referido acima, os ensaios realizados sobre estes elementos metálicos, foram ensaios de flexão segundo o eixo yy nos dois sentidos – flexão positiva e negativa –. Neste capítulo será

explicada a metodologia adotada nos ensaios, que foram todos realizados no Laboratório de Estruturas de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

A empresa PerfilNorte – Empresa de Perfilagem, S.A. gentilmente produziu os perfis necessários à realização dos ensaios. A Tabela 4.1 apresenta também as quantidades de elementos solicitados à empresa.

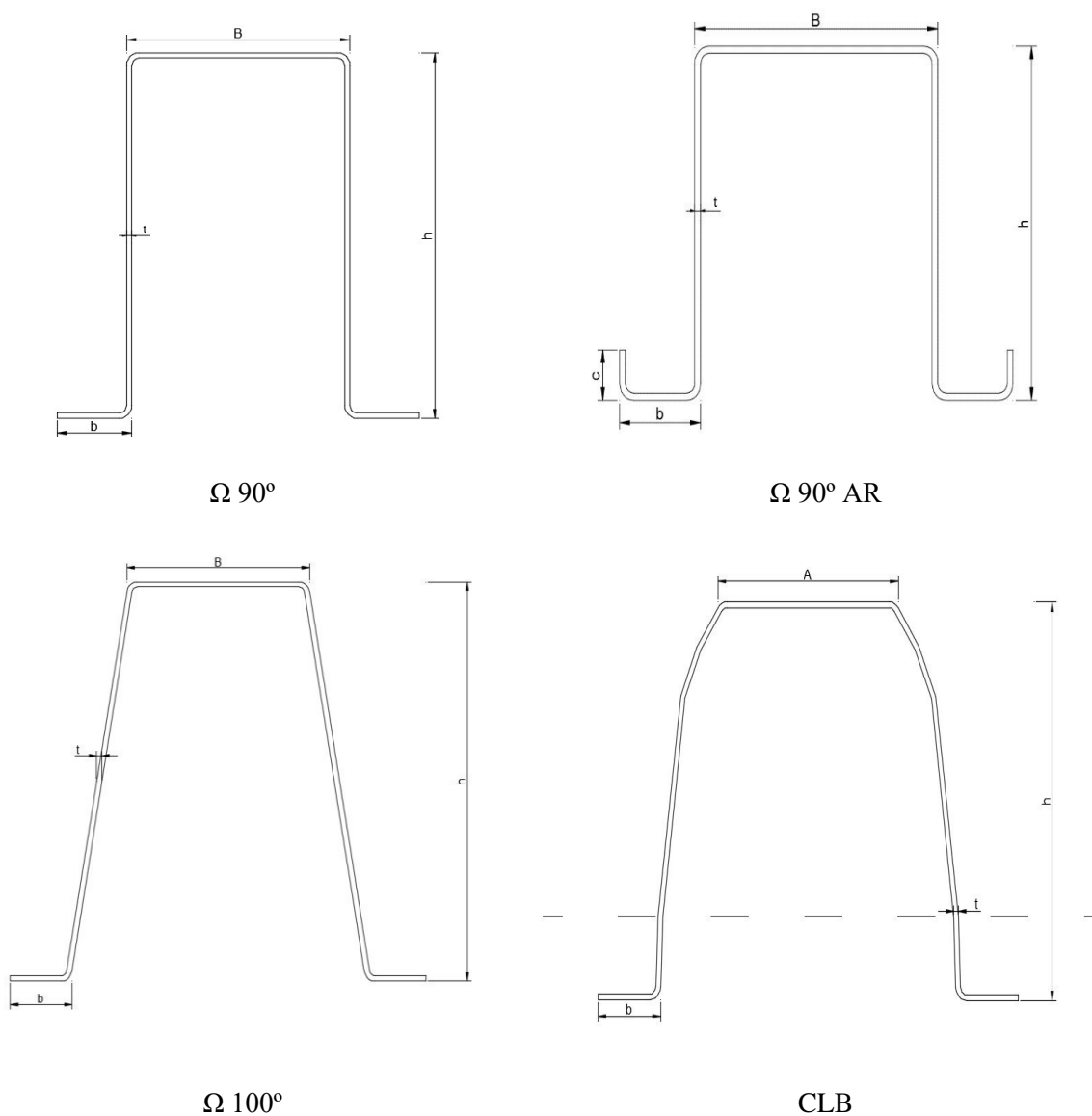


Figura 4.2 Geometria dos perfis encomendados à empresa PerfilNorte – Empresa de Perfilagem, S.A.

Tabela 4.1 Quantidade e dimensões geométricas dos perfis dos perfis.

Dimensões (mm)	$\Omega$ 100° 120×2,0	$\Omega$ 90° 120×2,0	$\Omega$ 90° AR 120×2,0	CLB 120×2,0	CLB 160×2,0
A	-	-	-	56	56
B	60	60	60	-	-
h	120	120	120	120	160
b	30	30	30	30	30
c	-	-	20	-	-
t	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Quantidades	6	6	6	6	6

## 4.2 Abordagem geral à campanha experimental

O sistema estrutural adotado na campanha experimental pretende evidenciar o comportamento dos perfis referidos na secção 4.1, quando submetidos a esforços de flexão positiva e negativa segundo o eixo yy. Na Figura 4.3 apresenta-se o esquema estrutural adotado. A escolha deste esquema estrutural tem em conta as limitações do pórtico existente no laboratório onde se realizam os ensaios, e as disposições definidas no Anexo A da EN 1993-1-3, que impõe condições de geometria e aplicação da carga.

Em ensaios experimentais de flexão, o Anexo A da EN 1993-1-3 impões as seguintes condições:

- O comprimento da barra a estudar deve ser pelo menos cinco vezes superior à dimensão do maior elemento que compõe a secção transversal;
- O carregamento deve ser feito segundo um par de forças pontuais e o carregamento gerado deve produzir uma variação uniforme do diagrama de momentos;
- O par de forças gerado pela célula de carga devem estar a uma distância dos apoios, em que a zona de momento fletor constante está localizada a meio vão, no mínimo a 20% e no máximo 33% do comprimento da barra;
- As cargas aplicadas devem estar alinhadas com o centro de corte para evitar fenómenos de torção;
- As secções onde são aplicadas as cargas têm de estar restringidas para evitar fenómenos instabilidade local, uma vez que, a rotura deverá ocorrer na zona central do provete, localizada entre as cargas pontuais.

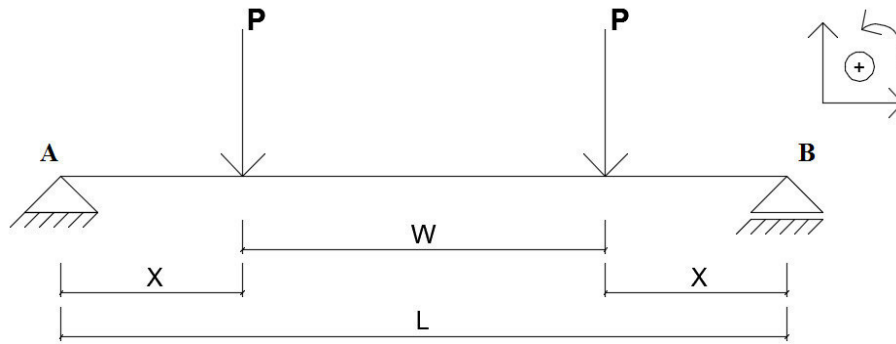


Figura 4.3 Sistema estrutural adotado na campanha experimental.

O valor das reações nos apoios é igual ao valor de carga aplicada, mas com sentido contrário ao carregamento, ou seja,  $R_A$  e  $R_B$  são iguais a  $P$  (ver Figura 4.3 e Figura 4.4).

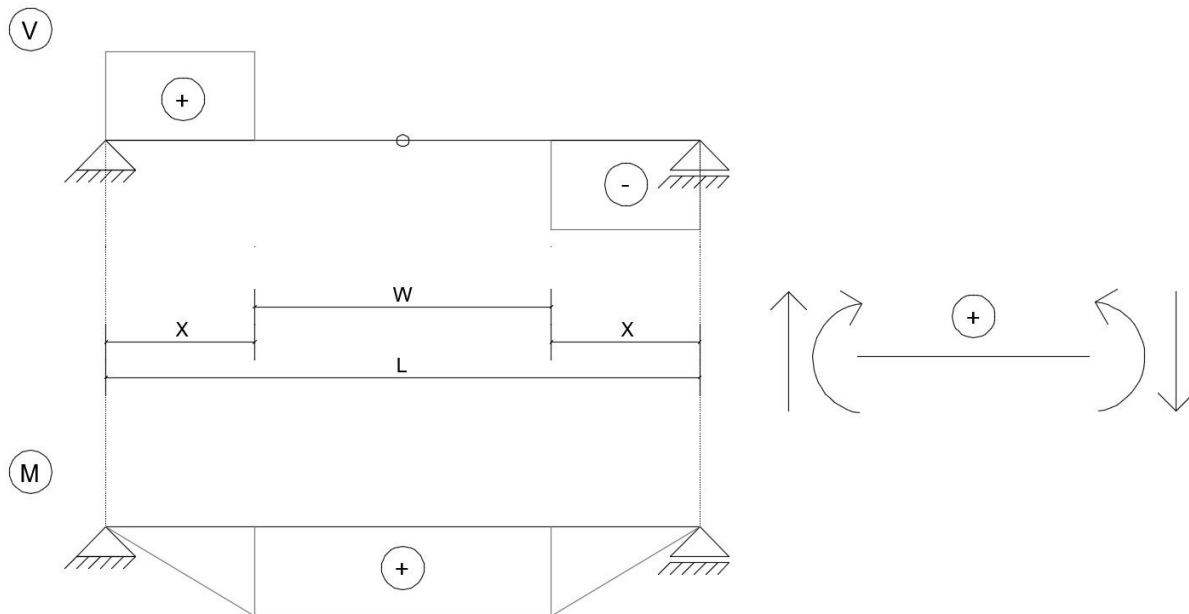


Figura 4.4 Diagramas de esforço transversal (V) e momento fletor (M) decorrentes do carregamento aplicado.

O valor do esforço transversal ao longo do comprimento  $X$  apresenta um valor igual à reação, ou seja,  $\pm R$ . Ao longo do comprimento  $W$ , o valor do esforço transversal é nulo.

O diagrama de momentos apresenta variação linear ao longo do comprimento  $X$  e é constante ao longo do comprimento  $W$ , ficando a estrutura sujeita a flexão pura.

Nos ensaios desenvolvidos, a distância do apoio à carga pontual é igual  $1/3$  da dimensão do comprimento da barra, cumprindo assim a disposição das cargas imposta no Anexo A da EN 1993-1-3, sendo igual a 500 mm.



A Tabela 4.2 apresenta a previsão do valor das cargas máximas esperadas durante a campanha experimental. Os valores apresentados foram obtidos a partir da ferramenta de cálculo construída em *Excel* segundo o procedimento preconizado na EN 1993-1-3. É possível observar que, a capacidade resistente dos perfis analisados é sempre condicionada pela resistência à flexão,  $M_{rd,y}$ .

Tabela 4.2 Previsão da capacidade resistente dos perfis a serem ensaiados na campanha experimental.

	Tipo de perfil	$M_{rd,y}$ (kNm)	$V_{Rd}$ (kN)	Carga de rotura por flexão (kN)	Carga de rotura por corte (kN)	Tipo de esforço condicionante
Flexão em yy - positiva	$\Omega$ 90° 120x2,0	7,41	42,94	29,64	42,94	Flexão
	CLB 120x2,0	-	-	-	-	-
	CLB 160x2,0	-	-	-	-	-
	$\Omega$ 100° 120x2,0	7,40	42,94	29,60	42,94	Flexão
	$\Omega$ 90° AR 120x2,0	7,71	43,70	30,82	43,70	Flexão
Flexão em yy - negativa	$\Omega$ 90° 120x2,0	5,28	42,94	21,11	42,94	Flexão
	CLB 120x2,0	-	-	-	-	-
	CLB 160x2,0	-	-	-	-	-
	$\Omega$ 90° 120x2,0	5,95	43,70	23,81	42,94	Flexão
	$\Omega$ 90° AR 120x2,0	6,88	42,94	27,54	42,94	Flexão

### 4.3 Descrição dos ensaios a realizar na campanha experimental

Como referido ao longo da dissertação, os ensaios realizados, são ensaios que submetem os provetes a flexão positiva e negativa, segundo eixo perpendicular ao eixo de simetria. O objetivo do trabalho experimental é determinar os fenómenos de instabilidade condicionantes, para as geometrias secções transversais analisadas.

Na Figura 4.5 e Figura 4.6 são apresentados os esquemas realizados para a encomenda dos perfis a utilizar durante a campanha experimental. As figuras indicam a posição e dimensões das nervuras, bem como o pormenor das zonas de apoio.

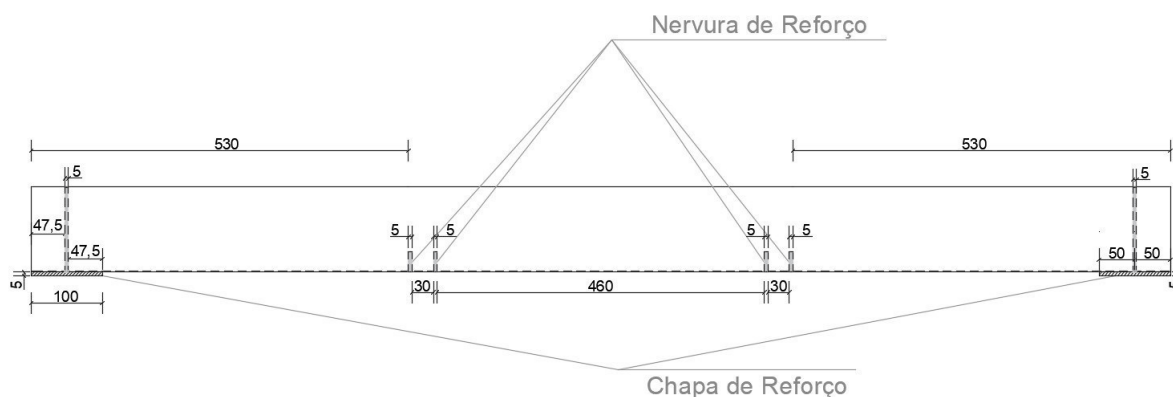


Figura 4.5 Posição das nervuras e chapas de reforço para os perfis ensaiados à flexão negativa (medidas em mm).

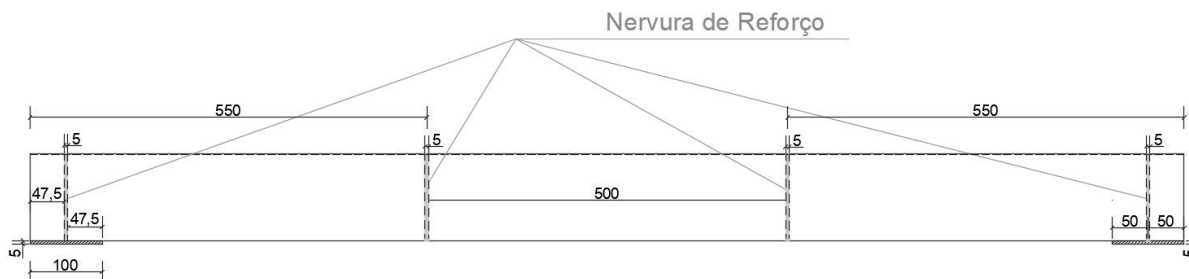


Figura 4.6 Posição das nervuras e chapas de reforço para os perfis ensaiados à flexão positiva (medidas em mm).

As chapas de reforço colocadas sob os perfis na zona de apoio apresentam espessura de 5 mm e têm o objetivo de garantir a estabilidade dos provetes no decorrer do ensaio e distribuir a reação, proporcionando uma melhor transmissão de carga entre os elementos. As nervuras verticais colocadas nas várias secções transversais, apresentam espessura de 5 mm e têm o objetivo de evitar fenómenos de instabilidade local na zona onde se aplica a carga.

As imagens que a seguir se apresentam (da Figura 4.7 à Figura 4.16) fazem referência à geometria e detalhes de cada tipologia de provetes ensaiados.

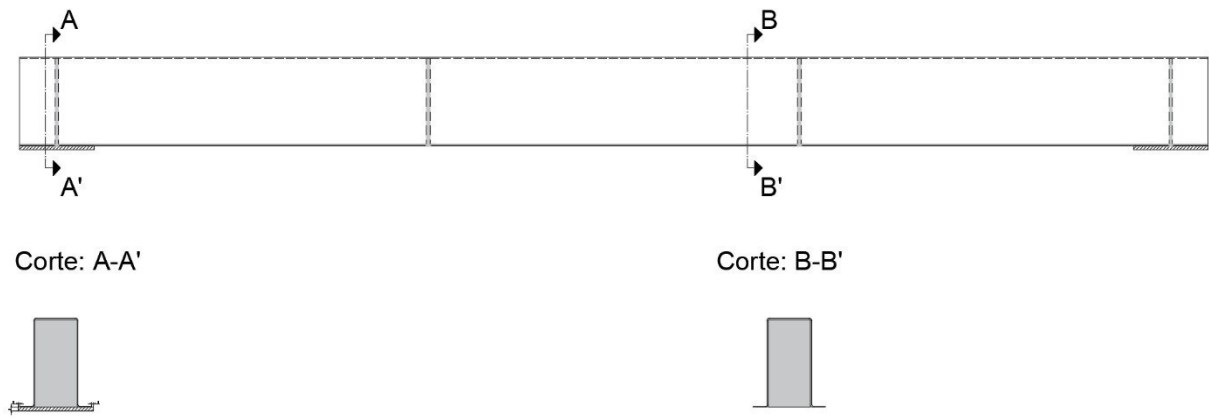


Figura 4.7 Provete  $\Omega 90^\circ$  com altura 120 mm para flexão simples positiva.

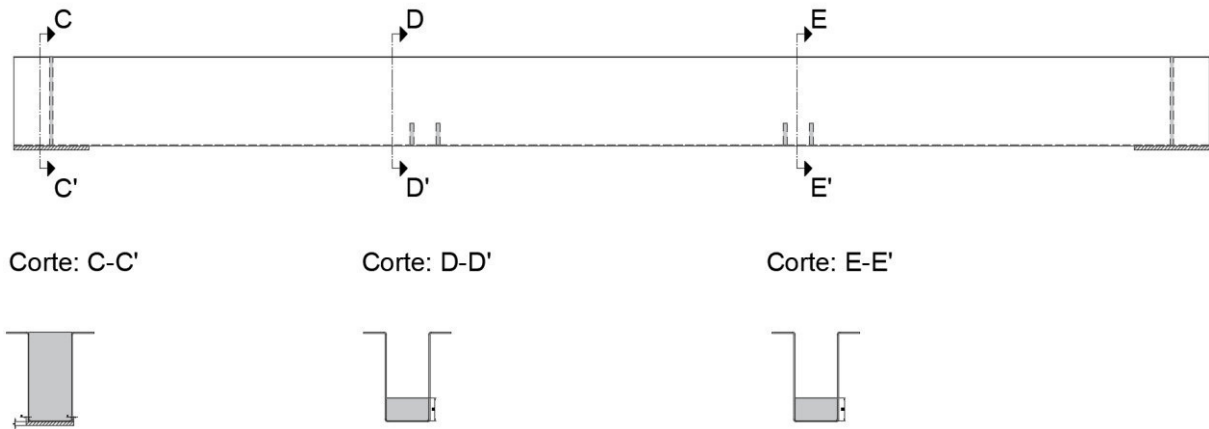


Figura 4.8 Provete  $\Omega 90^\circ$  com altura 120 mm para flexão simples negativa.

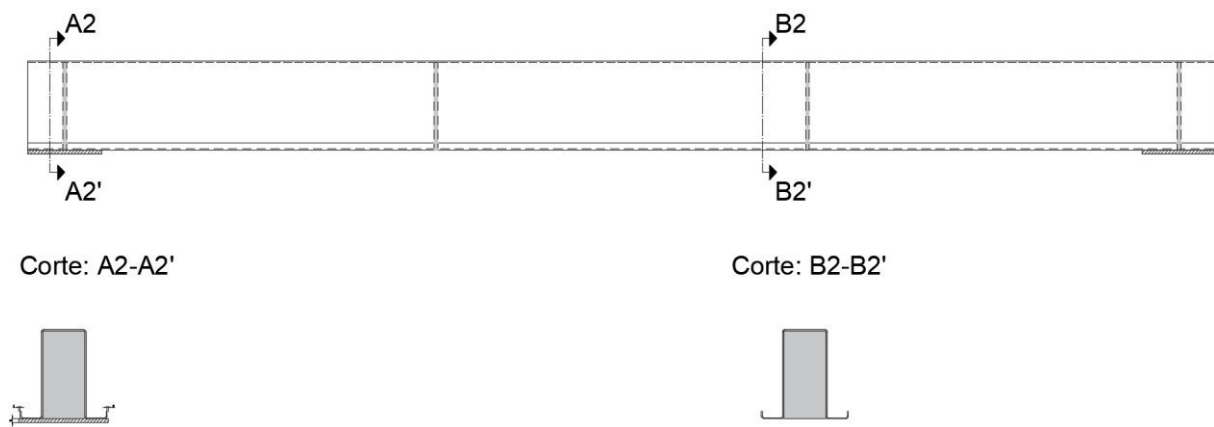


Figura 4.9 Provete  $\Omega 90^\circ \text{AR}$  com altura 120 mm para flexão simples positiva.

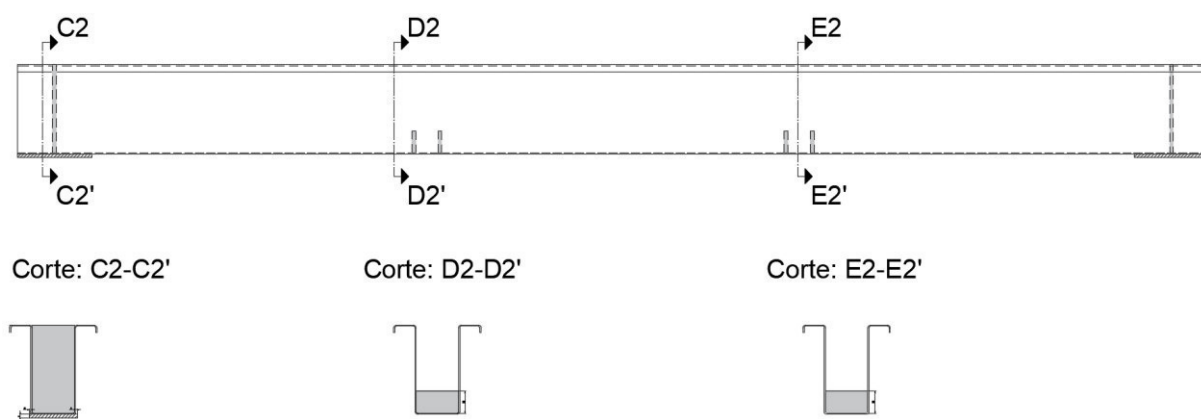


Figura 4.10 Provete  $\Omega 90^\circ$  AR com altura 120 mm para flexão simples negativa.

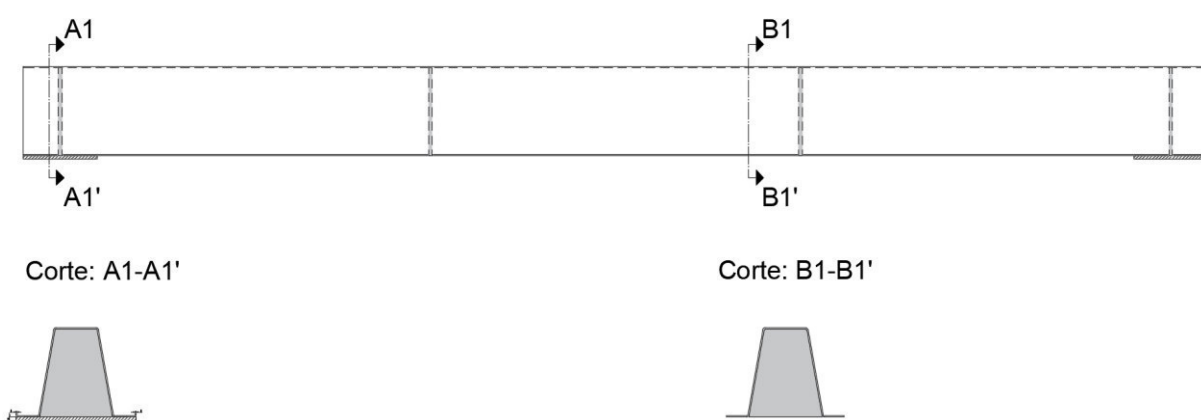


Figura 4.11 Provete  $\Omega 100^\circ$  com altura 120 mm para flexão simples positiva.

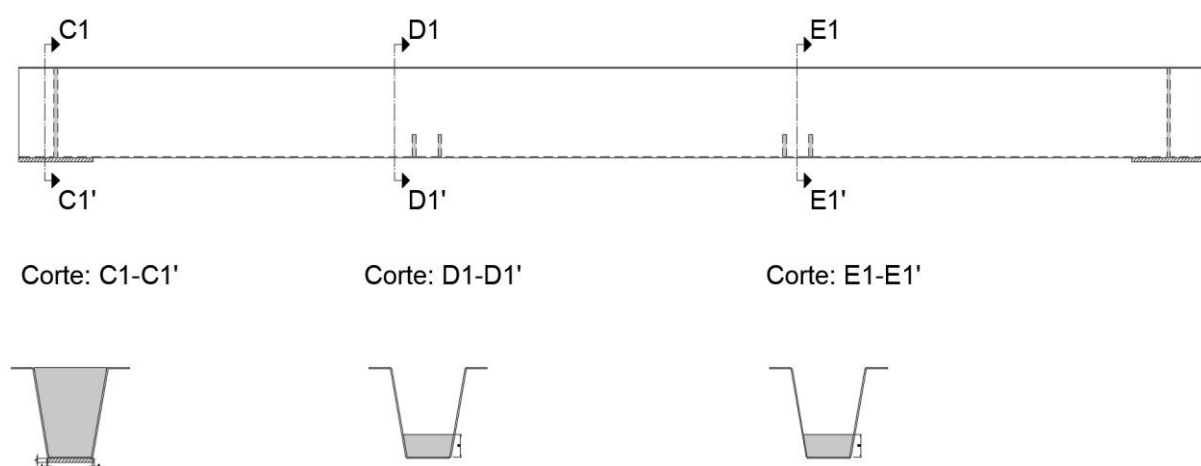


Figura 4.12 Provete  $\Omega 100^\circ$  com altura 120 mm para flexão simples negativa.

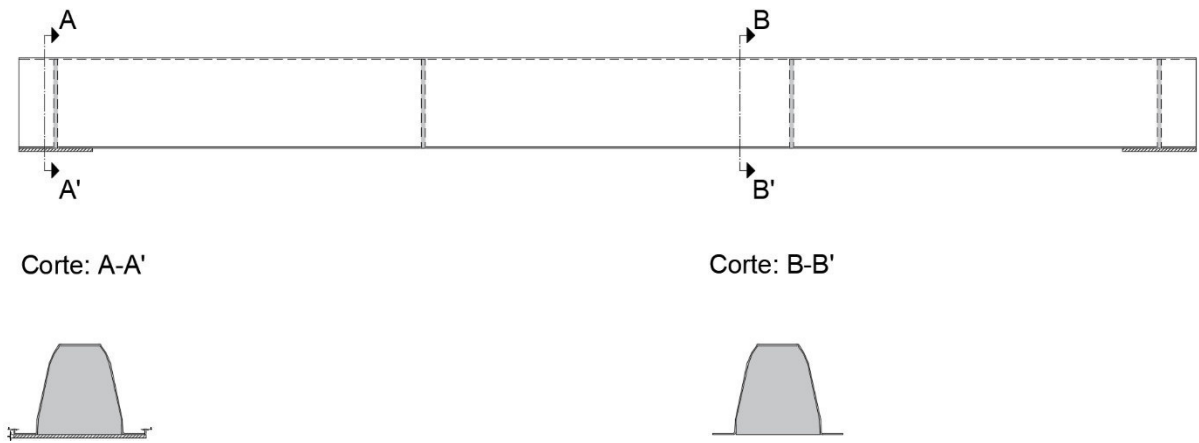


Figura 4.13 Provete CLB com altura 120 mm para flexão simples positiva.

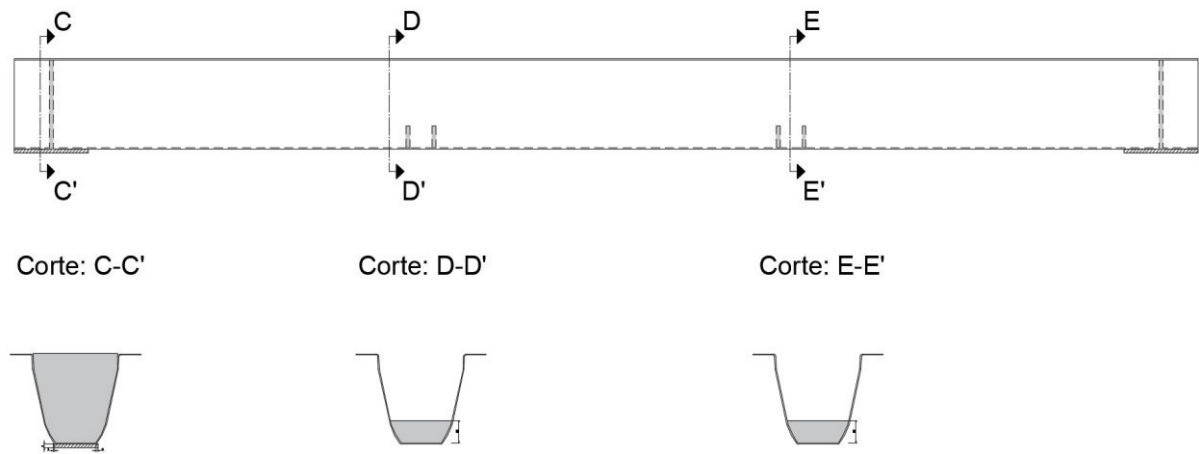


Figura 4.14 Provete CLB com altura 120 mm para flexão simples negativa.

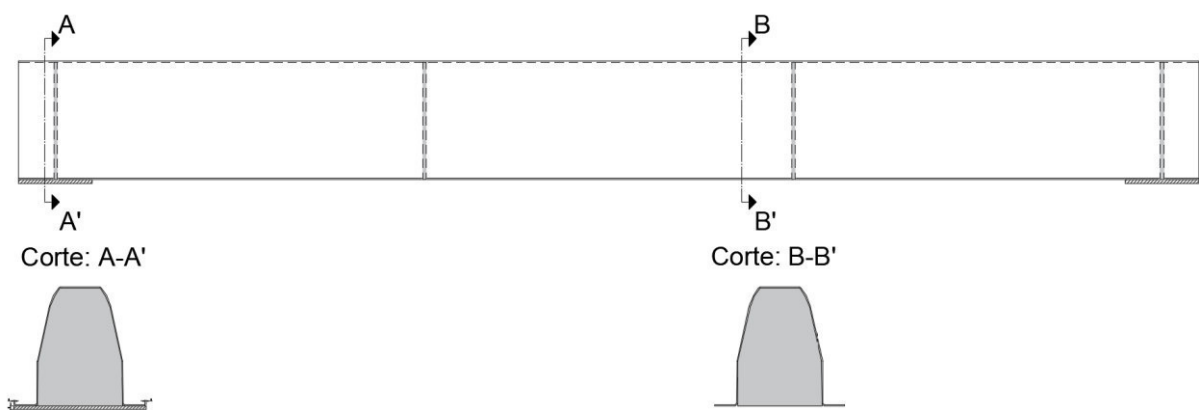


Figura 4.15 Provete CLB com altura 160 mm para flexão simples positiva.

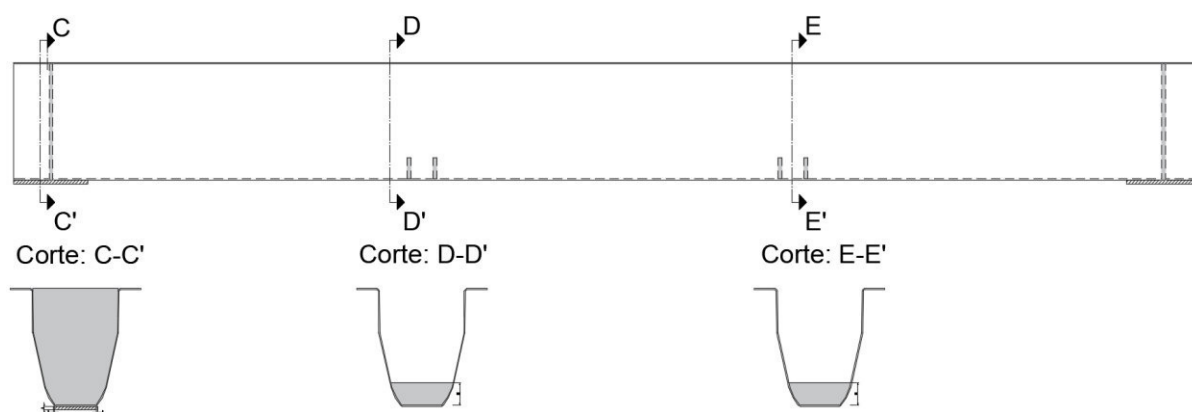


Figura 4.16 Provete CLB com altura 160 mm para flexão simples negativa.

A Figura 4.17 e a Figura 4.18 representam o pórtico de ensaio, a disposição do provete, o arranjo dos respetivos apoios e a forma como se aplicou o carregamento nos provetes.

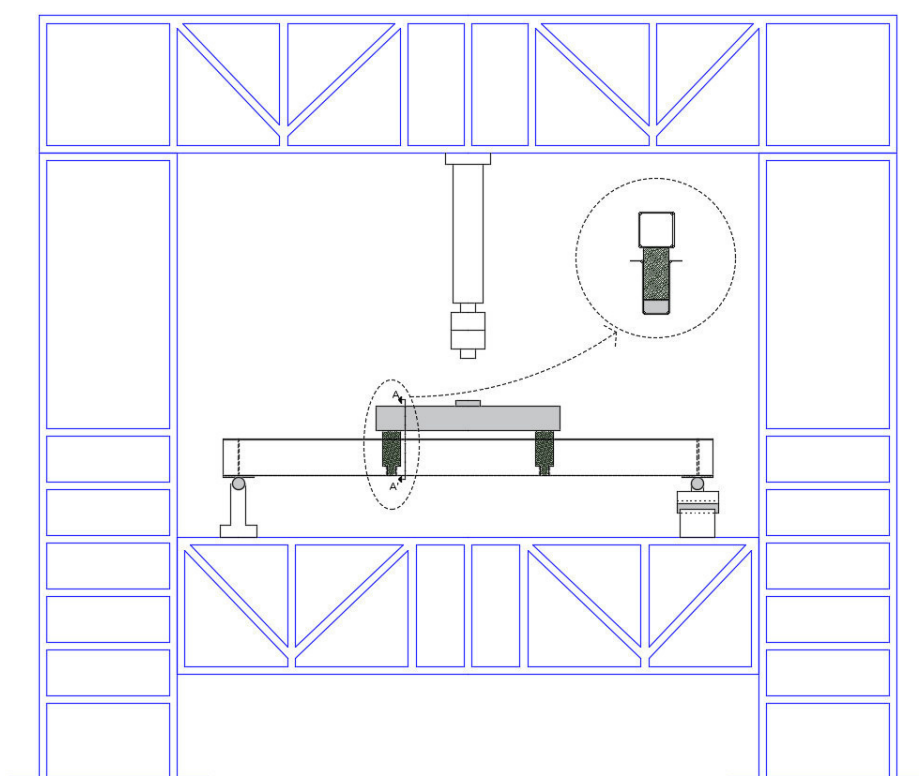


Figura 4.17 Esquema do ensaio à flexão simples negativa, no pórtico E2 do LEST, para provete  $\Omega 90^\circ$ .

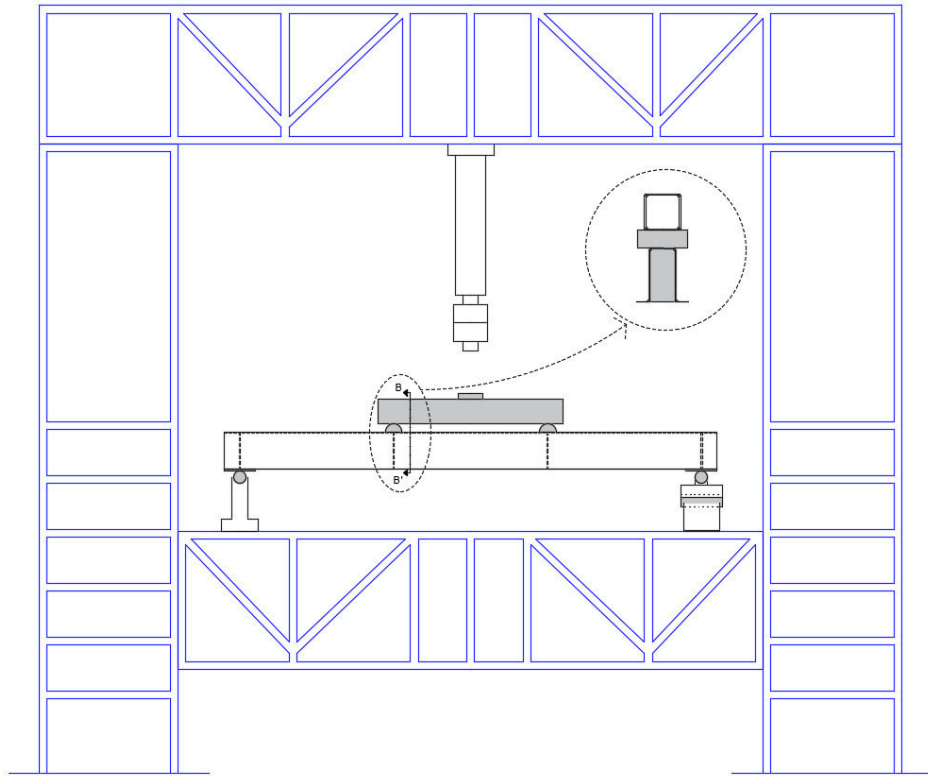


Figura 4.18 Esquema do ensaio à flexão simples positiva, no pórtico E2 do LEST, para provete  $\Omega 90^\circ$ .

### 4.3.1 Instrumentação

Os ensaios realizados durante a campanha experimental foram desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST), no período de 3 a 19 de julho de 2017. Imediatamente antes da fase experimental procedeu-se ao levantamento, caracterização e preparação da instrumentação a utilizar:

- *Estrutura de reação*: estrutura metálica autoportante onde se instalaram todos os equipamentos necessários para a realização dos ensaios.
- *Sistema hidráulico, célula de carga e atuador*: sistema controlado eletronicamente por um computador dotado de *software* especializado. Este conjunto de equipamentos permite aplicar a carga aos provetes de forma controlada.
- *Transdutores de deslocamento*: instrumentos que permitem medir os deslocamentos sofridos pelos provetes durante o período de ensaio (ver Figura 4.19). São controlados eletronicamente por um computador dotado de *software* específico e estão limitados ao seu campo de medida. A fixação dos transdutores ao pórtico foi feita com recurso a ímanes e a grampos.

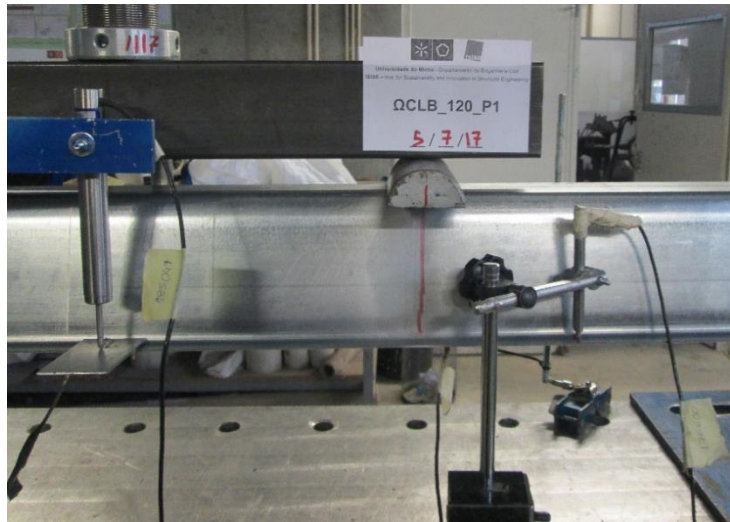


Figura 4.19 Transdutores utilizados para medir deslocamentos verticais.

- *Sistema de aquisição e armazenamento de dados*: computador dotado com o *software Dynatester* que permite o registo simultâneo dos deslocamentos e da força aplicada a cada instante bem como definir o início e o fim do ensaio.
- *Cunhas em madeira e “meias canas”*: instrumentos que serviram para aplicar a carga no local idealizado nos provetes.
- *Viga de distribuição de carga*: a principal função da viga de distribuição é passar o carregamento imposto pelo atuador às cunhas em madeira ou às “meias canas”, que se encontram no local onde se pretende aplicar a carga aos provetes. A viga metálica de distribuição apresenta uma secção transversal tubular e quadrada com dimensões  $80 \times 80 \times 3 \text{ mm}^3$ , que foi analisada e otimizada com o *software Robot Structural Analysis* (versão 2015) de modo a precaver deformações excessivas durante o processo de carregamento (ver Figura 4.20).

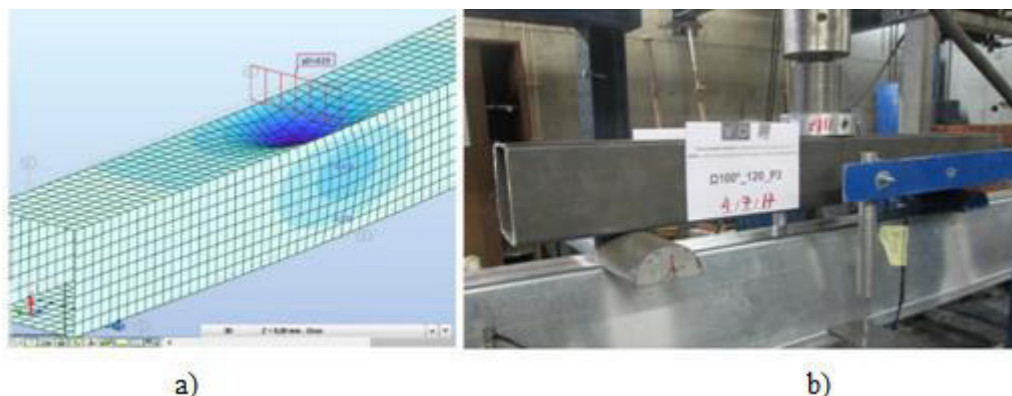


Figura 4.20 a) modelo idealizado em Robot Structural Analysis (2015) e b) barra tubular  $80 \times 80 \times 3 \text{ mm}^3$  em aço.



- *Apoios*: servem de reação ao elemento a testar e estão fixos ao pórtico com recurso a parafusos. Na processo de escolha dos apoios tentou-se optar pelos que mais se aproximavam do modelo idealizado na secção 4.2. Na Figura 4.21 a), o apoio apenas roda na direção perpendicular ao eixo longitudinal do provete estando os outros movimentos restringidos; na Figura 4.21 b), o apoio roda na direção perpendicular ao eixo longitudinal do provete e roda na direção transversal ao provete, tendo também a capacidade de sofrer translação na direção longitudinal do provete.

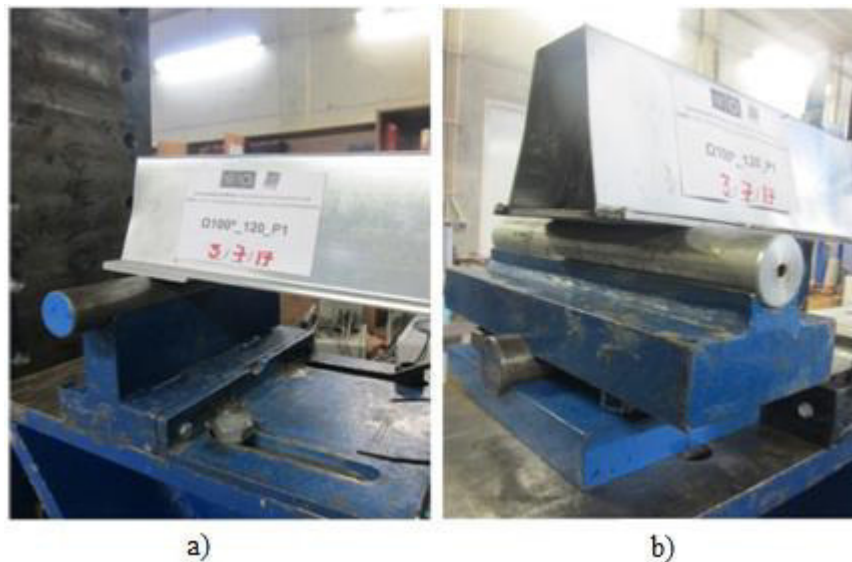


Figura 4.21 Apoios adotados na campanha experimental: a) extremidade 1 e b) extremidade 2.

- *Outros materiais*: chapas, cola quente e betume de poliéster.

### 4.3.2 Metodologia experimental

Em cada secção transversal da gama  $\Omega$ , foram fabricados 3 provetes destinados ao ensaio de flexão positiva e negativa, segundo o eixo perpendicular ao eixo de simetria. Foram ensaiadas 4 tipologias de perfis  $\Omega$  com altura de 120 mm, o que perfaz um conjunto de 24 provetes aos quais se somaram os ensaios realizados sobre o perfil de tipo CLB 160, resultando num total de 30 ensaios.

No que diz à preparação dos ensaios, começou-se por fixar os apoios ao pórtico de reação, com recurso a parafusos. Os apoios permaneceram na mesma posição durante a totalidade dos ensaios realizados. Para cada ensaio procedeu-se à colocação dos provetes sobre os apoios e, após isto, efetuou-se o seu nivelamento, com recurso a um nível. Desta forma, reduziu-se na medida do possível, as excentricidades e os esforços que possam alterar as condições idealizadas para os ensaios. Para cada ensaio, fixaram-se chapas metálicas aos provetes, com recurso a cola quente. Foi utilizado betume de poliéster nos provetes sujeitos a flexão

negativa, para estabilizar as cunhas de madeira. Com a utilização deste betume foi possível restringir o movimento das referidas cunhas.

Nas figuras Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24 apresentam-se a posição idealizada das chapas e dos transdutores para o perfil  $\Omega$  90° submetido a flexão positiva. Os transdutores de deslocamento utilizados são indutivos, com erro  $\pm 0,05\%$ , da marca RDP e as designações dos transdutores encontram-se na Figura 4.23.

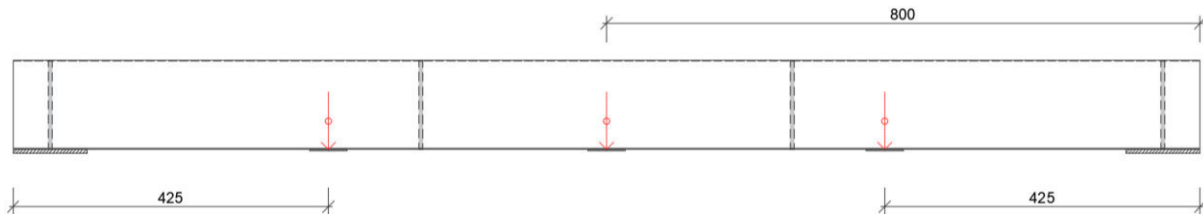


Figura 4.22 Alçado principal do provete  $\Omega$  90°, indicação da posição dos transdutores de deslocamento (medidas em mm).

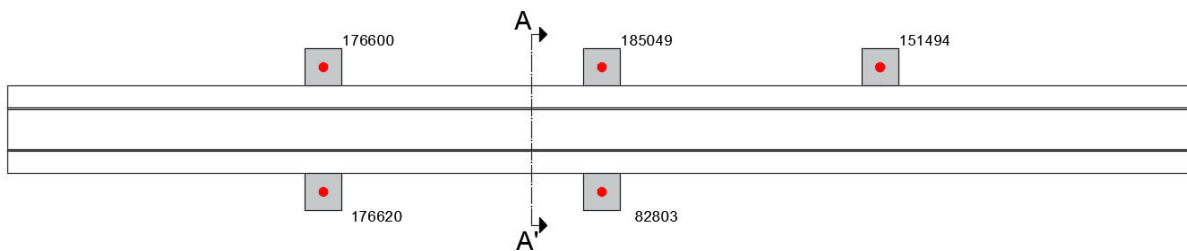


Figura 4.23 Vista em planta do provete  $\Omega$  90°, identificação dos transdutores de deslocamentos utilizados.

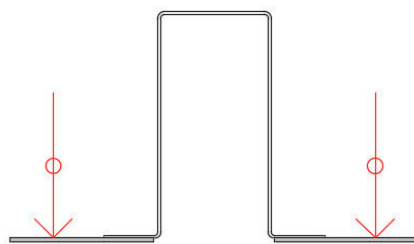


Figura 4.24 Corte A-A' da Figura 4.23.

Cada transdutor tem o seguinte campo de medição linear: RDP 176620 ( $\pm 5$  mm), RDP 176600 e 151494 ( $\pm 10$  mm) e RDP 185049 e 82803 ( $\pm 25$  mm).

As chapas e os transdutores que foram colocados nos perfis  $\Omega$  90° para a flexão simples positiva, foram também utilizados com a mesma disposição nos restantes perfis, quer estes sejam à flexão positiva ou negativa. Antes de dar início aos vários ensaios efetuou-se a

calibração dos transdutores. Findo este processo, gera-se o movimento da célula de carga com a aplicação de uma pré-carga e, só depois, se dá início ao ensaio com o registo no sistema de aquisição e o armazenamento de dados.

Com base em trabalhos anteriores a esta dissertação (Martins, 2012 e Goncalves, 2013), optou-se por fazer o controlo do ensaio impondo a velocidade de deslocamento da célula de carga. A velocidade adotada para cada ensaio foi constante, mas variou entre dois valores, ou seja, 0,012 mm/s para a flexão positiva e 0,015 mm/s para a flexão negativa. O critério de paragem do ensaio variou de perfil para perfil, mas seguiu-se a seguinte ordem: deslocamentos muito elevados, segurança do equipamento e perda de resistência do provete até 20% da carga resistente máxima. Na Figura 4.25 apresenta-se um caso particular de um ensaio à flexão negativa.



Figura 4.25 Ensaio à flexão negativa do provete 90AR\_120\_N3.

#### 4.4 Resultados obtidos nos ensaios à flexão

Como referido ao longo deste trabalho, os perfis metálicos enformados a frio apresentam elevada esbelteza e baixa rigidez à torção. Como consequência, são suscetíveis a instabilidades que podem ser de carácter local ou global, podendo também ocorrer interação entre diferentes modos de instabilidade.

Da Tabela 4.3 à Tabela 4.12 mostram-se os resultados dos ensaios. Faz-se a análise da rotura, ou seja, identifica-se o modo de instabilidade e a zona condicionante. Nas mesmas tabelas aparecem as siglas *ILP*, *ID* e *NI* que significam o seguinte:

- *ILP*: instabilidade local de placa – deformação das paredes da secção, frequentemente, por flexão. Os bordos longitudinais permanecem indeformados e não se verifica alterações do eixo longitudinal.

- *ID*: instabilidade distorcional – não ocorre movimento de toda a secção, no entanto, verifica-se fenómenos translação e rotação das paredes da secção onde ocorre movimento. O eixo longitudinal da secção mantém-se indeformado.
- *NI*: não identificado – o resultado do ensaio é inconclusivo, ou seja, devido à interação entre modos de instabilidade, torna-se difícil a identificação dos modos de instabilidade que estão mobilizados.

Tabela 4.3 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  90° sujeitos a flexão positiva.

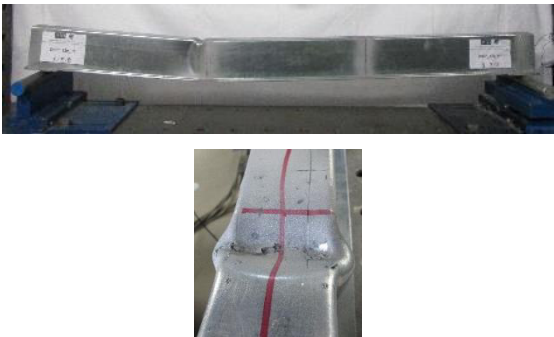

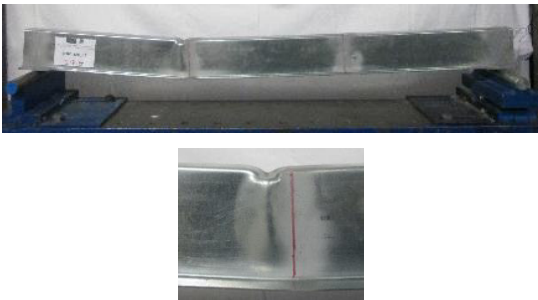
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
90_120_P1		ILP	Junto à aplicação do carregamento
90_120_P2		ILP	Junto à aplicação do carregamento
90_120_P3		ILP	Junto à aplicação do carregamento

Tabela 4.4 Rotura, modos de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  90° AR sujeitos a flexão positiva.

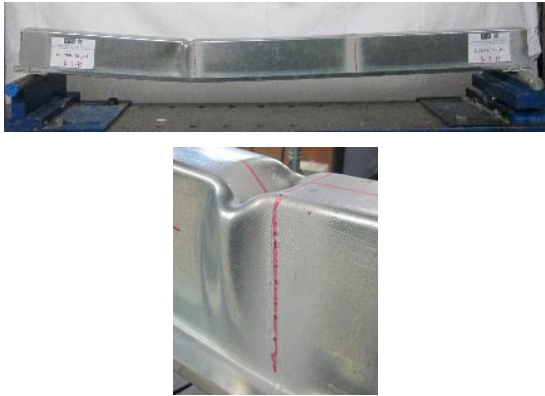
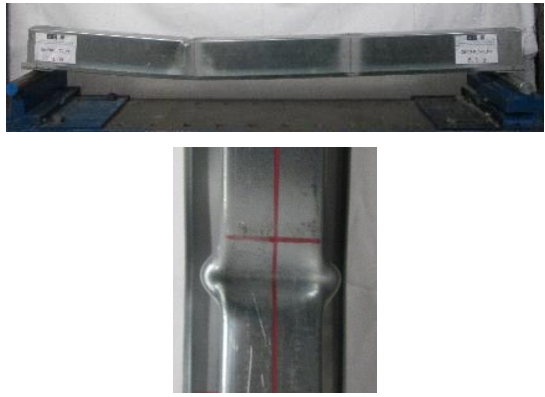
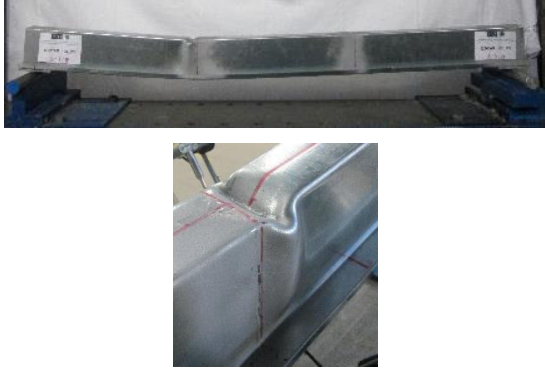
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
90AR_120_P1		ILP	Junto à aplicação do carregamento
90AR_120_P2		ILP	Junto à aplicação do carregamento
90AR_120_P3		ILP	Junto à aplicação do carregamento

Tabela 4.5 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  100°  
sujeitos à flexão positiva.



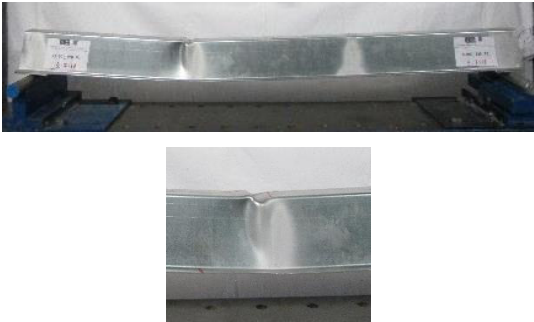
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
100_120_P1		NI	Junto à aplicação do carregamento
100_120_P2		ILP	Junto à aplicação dos carregamentos
100_120_P3		ILP	Junto à aplicação do carregamento

Tabela 4.6 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 120 sujeitos a flexão positiva.

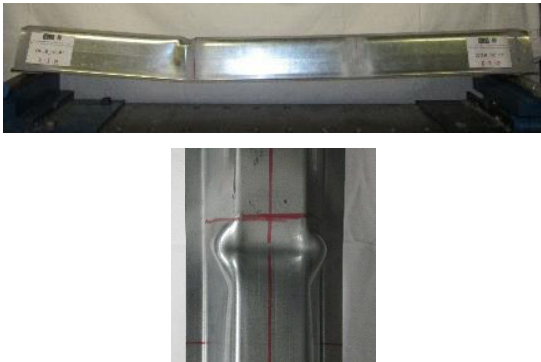

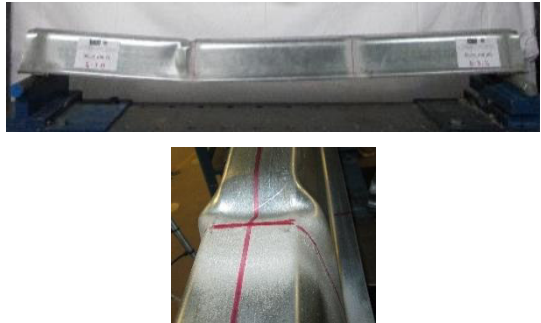
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
CLB_120_P1		ILP	Junto à aplicação do carregamento
CLB_120_P2		ILP	Junto à aplicação do carregamento
CLB_120_P3		ILP	Junto à aplicação do carregamento



Tabela 4.7 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 160 sujeitos a flexão positiva.



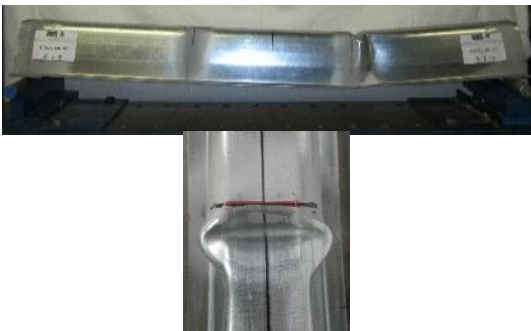
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
CLB_160_P1		ILP	Junto à aplicação do carregamento
CLB_160_P2		ILP	Junto à aplicação do carregamento
CLB_160_P3		ILP	Junto à aplicação do carregamento



Tabela 4.8 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  90° sujeitos à flexão negativa.


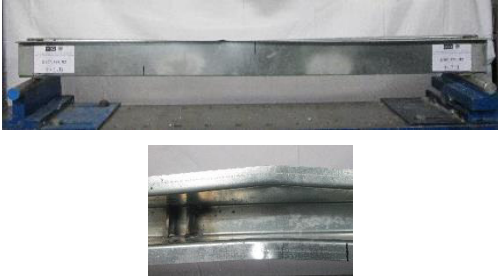
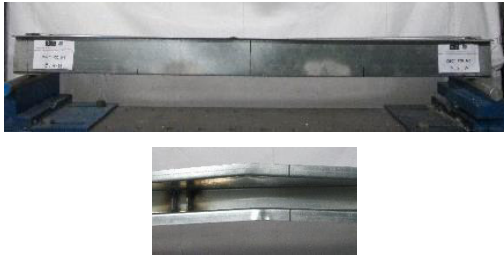
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
90_120_N1		ID	Junto à aplicação dos carregamentos, mas entre carregamentos
90_120_N2		ID	Junto à aplicação do carregamento, mas entre carregamentos
90_120_N3		ID	Entre carregamentos

Tabela 4.9 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  90° AR sujeitos a flexão negativa.

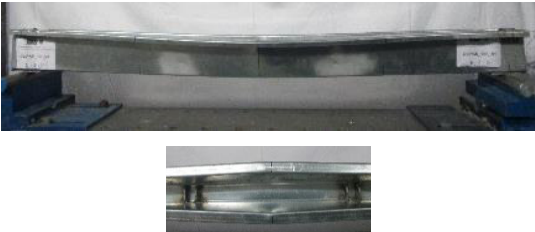
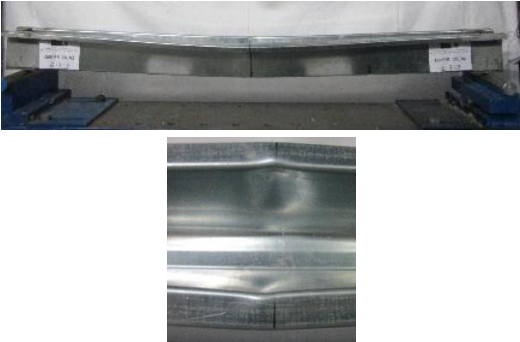

Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
90AR_120_N1		ILP + ID	Entre carregamentos
90AR_120_N2		ILP +ID	Entre carregamentos
90AR_120_N3		ID	Entre carregamentos

Tabela 4.10 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo  $\Omega$  100°  
sujeitos à flexão simples negativa.

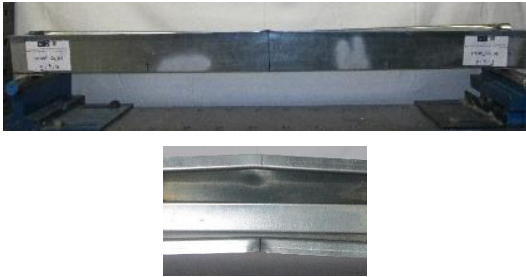

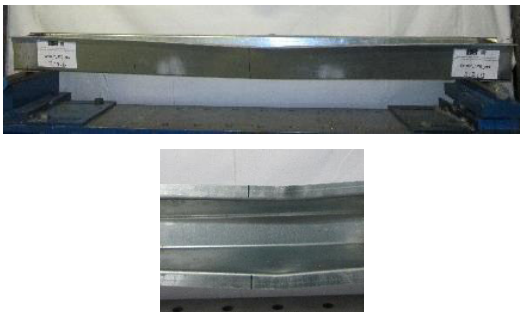
Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
100_120_N1		ID	Entre carregamentos
100_120_N2		ID	Junto à aplicação do carregamento, mas entre carregamentos
100_120_N3		ID	Entre carregamentos

Tabela 4.11 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 120 sujeitos a flexão negativa.


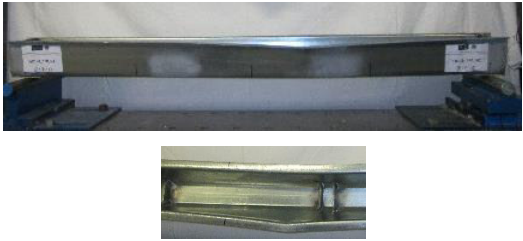

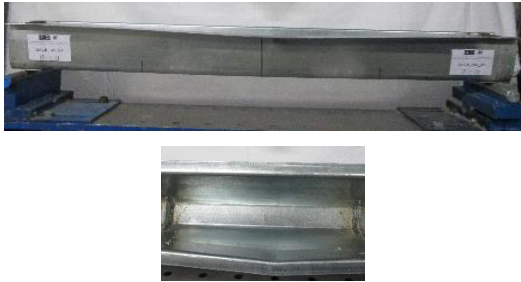
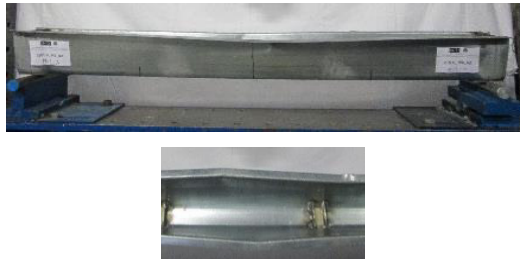

Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
CLB_120_N1		ID	Junto à aplicação do carregamento, mas entre carregamentos
CLB_120_N2		ID	Junto à aplicação do carregamento, mas entre carregamentos
CLB_120_N3		ID	Junto à aplicação do carregamento, mas entre carregamentos

Tabela 4.12 Rotura, modo de instabilidade e zona condicionante para os perfis tipo CLB 160 sujeitos a flexão negativa

Etiqueta	Rotura	Modo de instabilidade	Zona condicionante
CLB_160_N1		ID	Entre carregamentos
CLB_160_N2		ID	Entre carregamentos
CLB_160_N3		ILP +ID	Entre carregamentos

Nos subcapítulos 4.4.1 e 4.4.2 faz-se a apresentação dos resultados obtidos, de acordo com o tipo de solicitação, ou seja, ensaios à flexão positiva e ensaios à flexão negativa, respetivamente.

Em ambos os subcapítulos são apresentados gráficos que relacionam o desenvolvimento das deformações verticais, nos pontos onde foram colocados os transdutores (Figura 4.23), no decorrer dos ensaios. O eixo designado de incremento de tempo que surge em algumas curvas, resulta da soma dos instantes de tempo registados (ver Anexo A.2). Após a análise de cada tipologia de secção de acordo com os gráficos apresentados no Anexo A.2, apresentam-se as curvas que relacionam a força aplicada com a deformação vertical a meio vão, e um quadro resumo com as cargas máximas e correspondente deslocamento registado por cada transdutor. Os gráficos fazem referência a três secções, secções essas, que estão representadas na Figura 4.26 e que correspondem à posição onde foram colocados os transdutores de deslocamento.

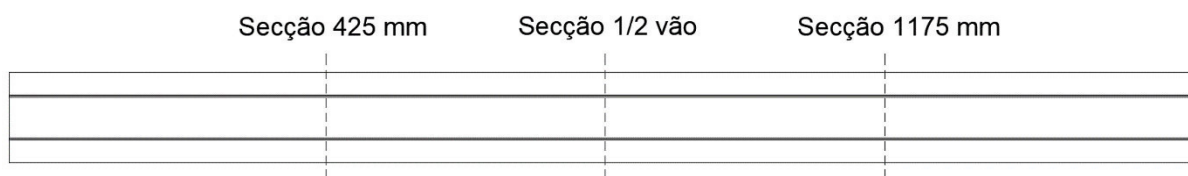


Figura 4.26 Vista em planta do provete  $\Omega$  90° com a indicação da posição das secções em análise.

Na análise dos resultados tem-se em consideração a pré-carga induzida pela célula de carga, o peso da viga de distribuição e o peso das “meias canas”.

#### 4.4.1 Ensaios com os provetes sujeitos à flexão positiva

- $\Omega$  90° com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão dos provetes 1 e 3 verifica-se a coincidência dos deslocamentos medidos pelos transdutores, ou seja, para estes ensaios constata-se que não há rotação dos perfis em relação ao seu eixo longitudinal. Na secção de 1/2 vão do provete 2, as curvas deixam de coincidir a partir de determinado instante, mas mantêm-se paralelas, isto quer dizer que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente. Ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu. Considera-se que é razoável fazer a média para determinar o deslocamento a meio vão.

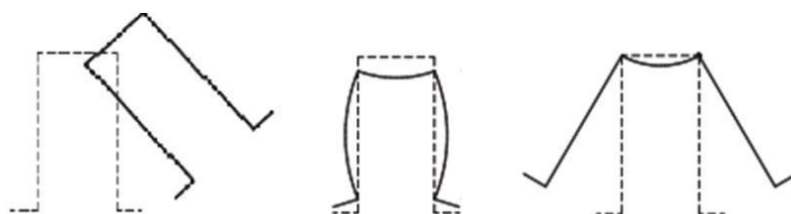


Figura 4.27 Sistemas de instabilização que poderão justificar a não simultaneidade das curvas de deslocamentos na secção de 1/2 vão, (adaptado de Basaglia & Camotim, 2012).

De igual modo para a secção 425 mm, para os três ensaios, verifica-se a uma boa concordância entre as medições efetuadas pelos transdutores. Deste modo, confirma-se que não há rotação dos perfis em relação ao seu eixo longitudinal. Neste sentido, é também adequado fazer-se a média dos valores medidos pelos dois transdutores com o objetivo de

determinar a deformação vertical na secção 425 mm. Constata-se também, que quando se inicia a cedência do provete, as inclinações das curvas sofrem alteração.

A análise da Figura A.14, Figura A.18 e Figura A.22 permite identificar dois momentos no comportamento global dos provetes ensaiados: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das curvas.

A Figura 4.28 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.13 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. O andamento da curva força/deslocamento mostra que há uma fase inicial onde o comportamento é aproximadamente linear elástico, uma segunda fase até se atingir a carga máxima, onde o comportamento passa a ser não linear e uma terceira fase, após a carga máxima, onde se verifica uma perda gradual de carga.

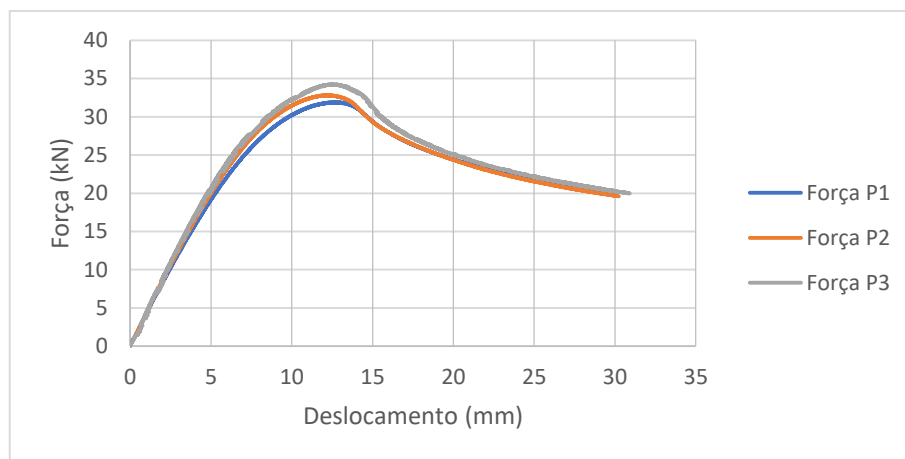


Figura 4.28 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  90\_120\_P1/P2/P3).

Tabela 4.13 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  90\_120\_P1/P2/P3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
P1	31,91	12,72	9,93	9,33
P2	32,83	12,11	9,69	9,91
P3	34,23	12,57	9,73	9,19

Média	32,99	12,47	9,79	9,48
Desvio Padrão	0,97	0,26	0,10	0,31
Coef. de Variação (%)	2,90	2,10	1,06	3,30

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  90° o valor é 21,36 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,54.

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, no provete 1, 2 e 3 verifica-se praticamente a coincidência dos deslocamentos, no entanto, a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. Isto quer dizer para estes dois provetes que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). Considera-se razoável fazer a média para determinar o deslocamento a meio vão.

Relativamente à secção 425 mm, para os três ensaios, verifica-se uma boa concordância entre as medições efetuadas pelos transdutores. Deste modo, confirma-se que não há rotação dos perfis em relação ao seu eixo longitudinal. Neste sentido, é adequado fazer-se a média dos valores medidos pelos dois transdutores com o objetivo de determinar a deformação vertical na secção 425 mm. Constata-se também, para este tipo de secção, que quando ocorre a cedência do provete as inclinações das curvas sofrem alteração.

Da média resultante da variação dos deslocamentos, nas secções de análise (Figura A.26, Figura A.30 e Figura A.34), verifica-se dois momentos: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das curvas.

A Figura 4.29 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.14 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. O andamento da curva força/deslocamento mostra



que há uma fase inicial onde o comportamento é aproximadamente linear elástico, uma segunda fase até se atingir a carga máxima, onde o comportamento passa a ser não linear e uma terceira fase, após a carga máxima, onde se verifica uma perda gradual de carga.

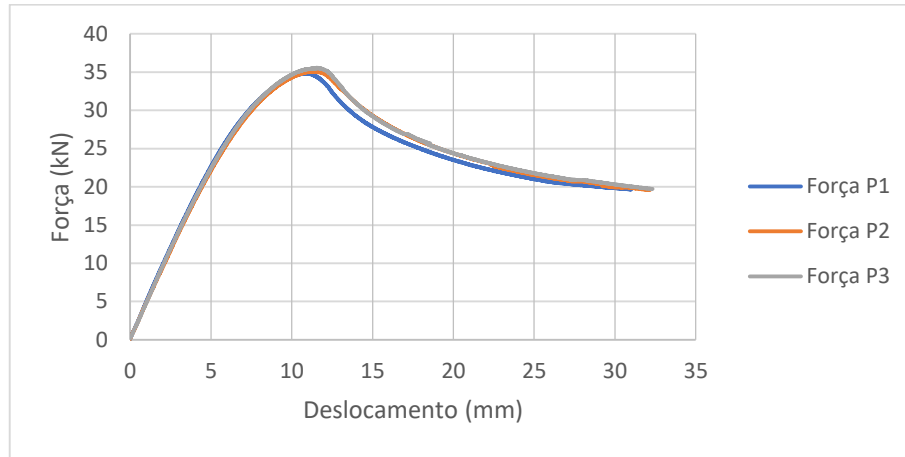


Figura 4.29 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  90AR\_120\_P1/P2/P3).

Tabela 4.14 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  90AR\_120\_P1/P2/P3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
P1	34,85	10,91	8,55	8,42
P2	35,12	11,21	8,55	8,71
P3	35,59	11,54	9,01	8,62
Média	35,19	11,22	8,70	8,59
Desvio Padrão	0,31	0,26	0,22	0,12
Coef. de Variação (%)	0,87	2,32	2,56	1,41

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  90° AR o valor é 22,64 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,55.

- $\Omega$  100° com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão do provete 2 numa fase muito inicial as curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. No provete 3 verifica-se praticamente coincidência dos deslocamentos, no entanto, a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. Isto quer dizer para estes dois provetes que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). Considerou-se razoável fazer a média para determinar o deslocamento a meio vão. O ensaio do provete 1 as curvas deixam de coincidir logo desde o início, no entanto, mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. A determinado instante as curvas sofrem uma mudança repentina de declive, ou seja, a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é maior.

Relativamente à secção 425 mm, para o ensaio 3, verifica-se uma boa concordância entre as medições efetuadas pelos transdutores. Deste modo, confirma-se que não há rotação dos perfis em relação ao eixo. Constata-se também, para este tipo de secção, que quando ocorre a cedência do provete a inclinação das curvas sofrem alteração. No ensaio 2 a partir de determinado instante verifica-se uma ligeira separação entre as curvas, no entanto, estas mantêm-se paralelas. Neste sentido é também adequado fazer-se a média para determinar o deslocamento na secção 425 mm. No que se refere ao ensaio 1 perdeu-se prematuramente o transdutor 176620. Do mesmo modo que a secção a 1/2 vão a determinado instante a curva sofre uma mudança repentina de declive, ou seja, a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é maior.

Da média resultante da variação dos deslocamentos não se tira nenhuma conclusão relativa ao ensaio do provete 1 devido a perda do transdutor 176620, no entanto, as curvas aparecem em anexo (Figura A.38). Para o ensaio 2 (Figura A.42) numa fase inicial há a sobreposição das curvas das três secções, a partir de determinado instante esta simultaneidade deixa de se verificar. Para o ensaio número 3 (Figura A.46) verifica-se dois momentos semelhante ao ensaio 2, no entanto, a estrutura das curvas é diferente.

A Figura 4.30 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.15 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. Relativamente ao andamento das curvas

força/deslocamento, estas, temem uma estrutura ligeiramente diferente. Para o ensaio 1 e 2 a perda de carga após se atingir a força máxima é gradual já no ensaio 3 verifica-se que a perda de carga é mais acentuada.

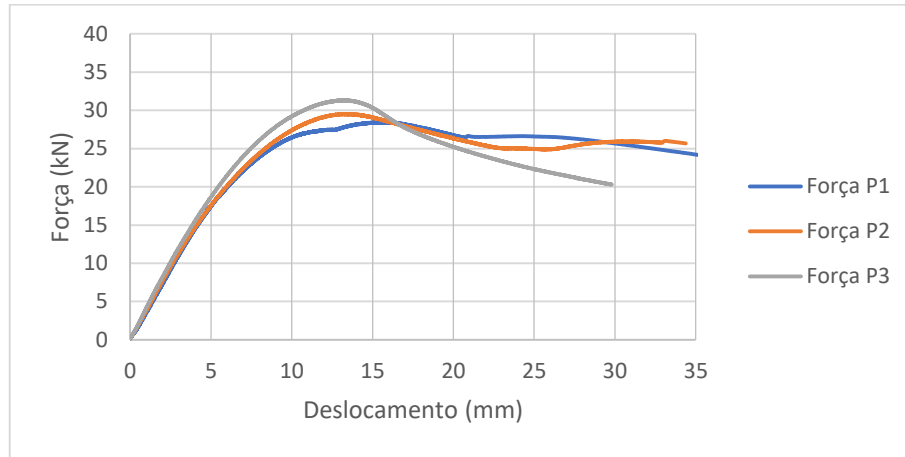


Figura 4.30 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  100\_120\_P1/P2/P3).

Tabela 4.15 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  100\_120\_P1/P2/P3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
P1	28,47	15,84	-	15,31
P2	29,55	13,34	10,61	12,02
P3	31,33	13,29	10,76	9,90
Média	29,79	14,16	10,68	12,41
Desvio Padrão	1,18	1,19	0,077	2,23
Coef. de Variação (%)	3,97	8,40	0,72	17,95

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  100° o valor é 24,22 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,23.

- CLB com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

A secção de 1/2 vão, dos provete 1, 2 e 3 verifica-se praticamente coincidência dos deslocamentos medidos pelos transdutores, no entanto, a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. Isto quer dizer que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). Deste modo é exequível fazer-se a média para determinar o deslocamento a meio vão.

Relativamente à secção 425 mm, para os três ensaios, verifica-se a uma boa concordância entre as medições efetuadas pelos transdutores. Deste modo, confirma-se que não há rotação dos perfis em relação ao seu eixo longitudinal. Neste sentido é também adequado fazer-se a média dos valores medidos pelos dois transdutores com o objetivo de determinar a deformação vertical na secção 425 mm. Constata-se também, que quando se inicia a cedência do provete, as inclinações das curvas sofrem alteração.

A análise da Figura A.50, Figura A.54 e Figura A.58 permite identificar dois momentos: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das curvas.

Na Figura 4.31 encontra-se os valores de força e o respetivo deslocamento que posteriormente são resumidos na Tabela 4.16. Relativamente ao andamento da curva força/deslocamento, estas, tem uma estrutura semelhante, ou seja, uma fase inicial correspondente à fase elástica seguindo da plastificação dos provetes. Após se atingir a força máxima verifica-se uma perda gradual de carga.

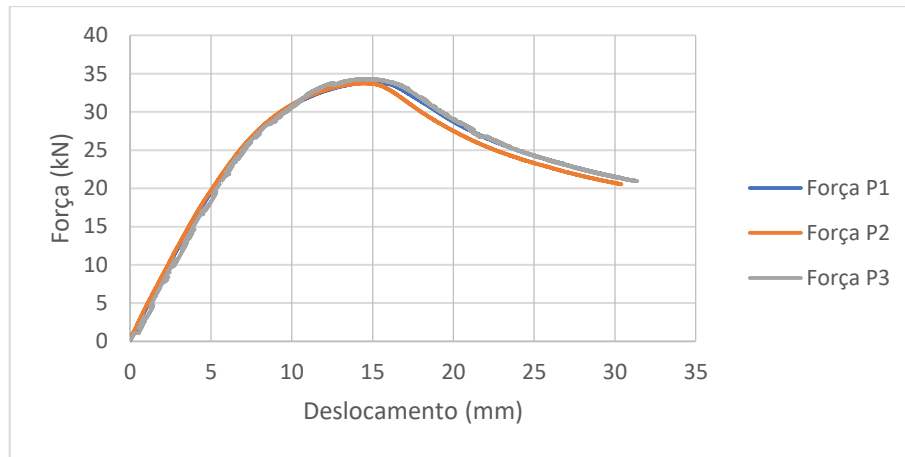


Figura 4.31 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB\_120\_P1/P2/P3).

Tabela 4.16 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB\_120\_P1/P2/P3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
P1	33,92	14,89	11,86	11,5
P2	33,80	14,45	11,62	11,25
P3	34,32	14,64	11,51	12,01
Média	34,01	14,66	11,66	11,59
Desvio Padrão	0,22	0,18	0,14	0,32
Coef. de Variação (%)	0,66	1,21	1,23	2,76

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção CLB 120 o valor é 21,54 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,58.

- CLB com altura 160 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Para a secção a 1/2 vão, no provete 2 e 3 verifica o mesmo desenvolvimento das curvas como nos ensaios anteriores. Constata-se praticamente coincidência dos deslocamentos, mas como

em ensaios anteriores a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir mantendo-se as curvas paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. Isto quer dizer para estes dois provetes que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). No caso do ensaio 1 as curvas apresentadas são diferentes quando comparadas com o ensaio 2 e 3, no entanto, são praticamente coincidentes. Deste modo é exequível fazer-se a média para determinar o deslocamento a meio vão.

Relativamente à secção 425 mm, para os três ensaios, o desenvolvimento das curvas é distinto e não seguem o mesmo padrão de ensaios anteriores. Nos ensaios 1 e 3 as curvas são praticamente coincidentes. Já no ensaio 2 existe uma rotação e/ou translação das almas da secção pois as curvas não são coincidentes.

Para as curvas dos ensaios 1 e 2 a média resultante da variação dos deslocamentos nas três secções de análise (Figura A.62, Figura A.66 e Figura A.70) verifica-se dois momentos: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das curvas. Já no caso do ensaio 3 distinguem-se duas fases semelhantes aos provetes 1 e 2, no entanto, a estrutura das curvas é diferente.

A Figura 4.32 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.17 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. O andamento da curva força/deslocamento mostra que há uma fase inicial onde o comportamento é aproximadamente linear elástico, uma segunda fase até se atingir a carga máxima, onde o comportamento passa a ser não linear e uma terceira fase, após a carga máxima, onde se verifica uma perda carga relativamente acentuada quando comparada com ensaios das tipologias anteriores.

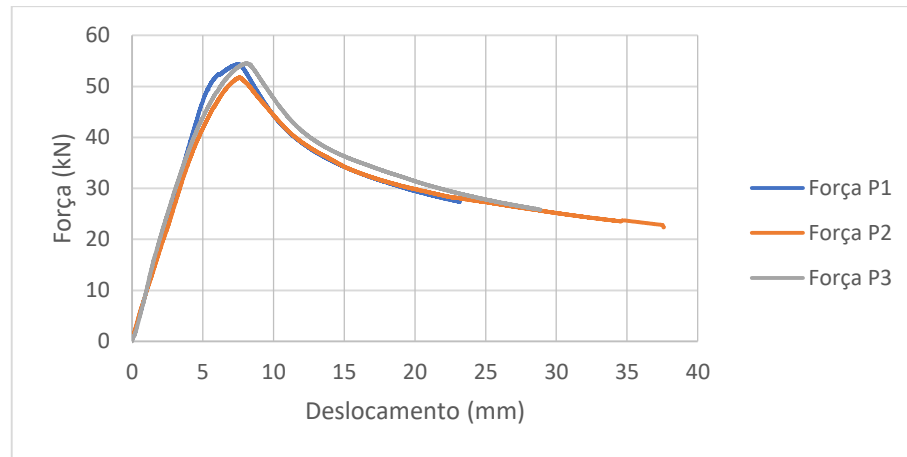


Figura 4.32 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB\_160\_P1/P2/P3).

Tabela 4.17 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB\_160\_P1/P2/P3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
P1	54,36	7,47	6,02	5,35
P2	51,80	7,59	6,62	7,72
P3	54,54	8,06	7,12	7,31
Média	53,57	7,71	6,59	6,80
Desvio Padrão	1,25	0,25	0,45	1,03
Coef. de Variação (%)	2,34	3,27	6,86	15,20

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção CLB 160 o valor é 33,28 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,61.

#### 4.4.2 Ensaios com os provetes sujeitos à flexão negativa

- $\Omega$  90° com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, no provete 1 verifica-se praticamente coincidência dos deslocamentos medidos pelos transdutores, no entanto, a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir, mas mantém-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas do provete. Isto quer dizer para que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). Relativamente ao ensaio 2 e 3, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. A rotação é de tal forma evidente que a curva que regista os deslocamentos do transdutor t82803 sofre uma inversão do declive. Quer isto dizer, que a partir de determinado instante, a velocidade com que o provete se deforma pela torção é maior que a velocidade da deformação vertical. Fazer a média nesta análise é subjetivo pois esta medida é sensível a valores extremos, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada.

Relativamente à secção 425 mm, para os três ensaios, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. Fazer a média nesta análise é subjetivo, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada.

A Figura A.74, Figura A.78 e Figura A.82 permitem identificar dois momentos no comportamento global dos provetes ensaiados: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas; uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das três curvas relativas a cada secção de análise.

A Figura 4.33 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.18 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. O andamento da curva força/deslocamento mostra que há uma fase inicial onde o comportamento é aproximadamente linear elástico, uma segunda fase até se atingir a carga máxima, onde o comportamento passa a ser não linear e uma terceira fase, após a carga máxima, onde se verifica uma perda de carga de forma muito subtil.



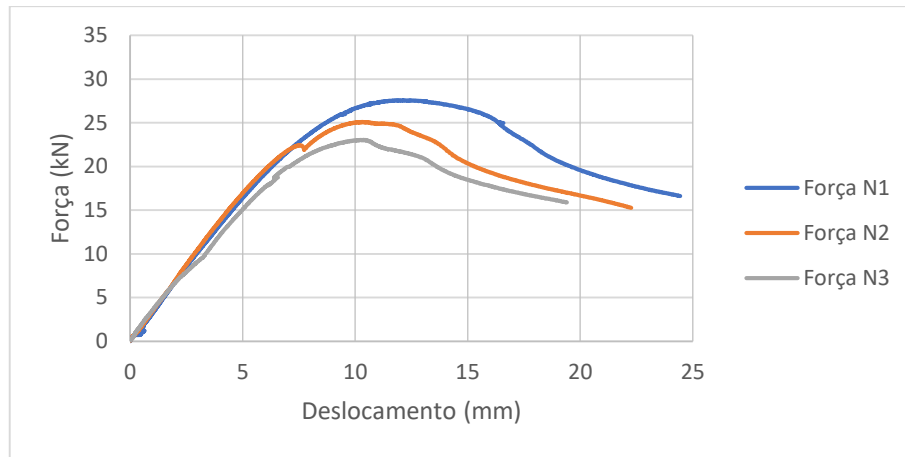


Figura 4.33 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  90\_120\_N1/N2/N3).

Tabela 4.18 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  90\_120\_N1/N2/N3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
N1	27,59	12,11	8,10	8,69
N2	25,10	10,30	7,16	4,89
N3	23,07	10,37	8,24	5,80
Média	25,25	10,93	7,83	6,46
Desvio Padrão	1,85	0,84	0,48	1,618
Coef. de Variação (%)	7,31	7,64	6,16	25,05

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  90° o valor é 16,85 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,50.

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, dos provete 1 e 2 verifica-se praticamente coincidência dos deslocamentos medidos pelos transdutores, no entanto, a partir de determinado instante as

curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido rotação e/ou translação das almas dos provetes. Isto quer dizer para estes dois provetes que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27). Relativamente ao ensaio 3, numa fase inicial, o provete tem um comportamento em tudo igual aos ensaios anteriores, no entanto, a determinado instante os transdutores registam o mesmo valor e voltam a deixar de coincidir. Deste modo é razoável fazer-se a média para determinar o deslocamento a meio vão.

Relativamente à secção 425 mm, para os ensaios 1 e 2, verifica-se uma boa concordância entre as medições efetuados pelos transdutores. Deste modo, confirma-se que não há rotação dos perfis em relação ao seu eixo longitudinal. Relativamente ao ensaio 3 o provete tem um comportamento distinto quando comparado com aos ensaios anteriores, ou seja, não se verifica a coincidência dos deslocamentos provenientes dos transdutores, no entanto, a diferença é mínima. Neste sentido é também adequado fazer-se a média dos valores medidos pelos dois transdutores com o objetivo de determinar a deformação vertical na secção 425 mm.

A análise da Figura A.86, Figura A.90 e Figura A.94 permitem identificar dois momentos no comportamento global dos provetes 1 e 2: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das curvas. Da média resultante da variação dos deslocamentos do ensaio 3 identifica-se, também, dois momentos semelhantes à situação dos provetes 1 e 2, no entanto, a estrutura das curvas é diferente.

A Figura 4.34 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.19 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. Relativamente ao andamento da curva força/deslocamento mostra que há uma fase inicial correspondente à fase linear elástica seguindo-se da plastificação dos provetes. Força máxima é atingida de forma muito gradual e a perda de carga é também ela subtil.

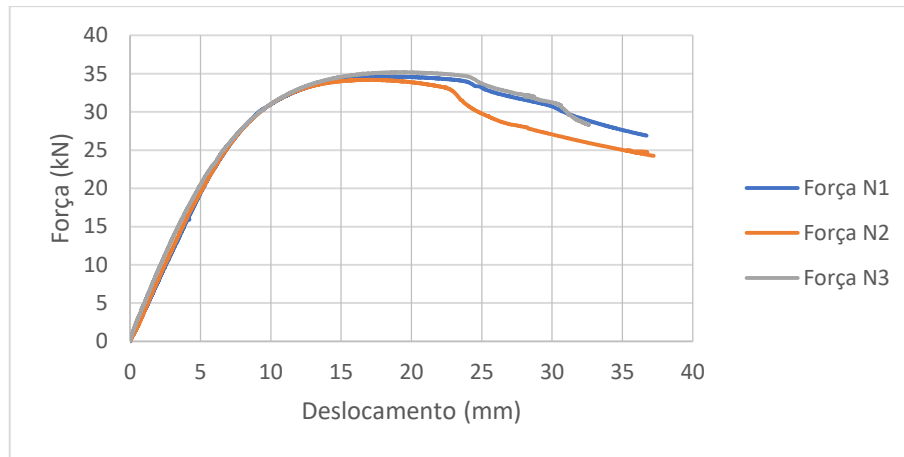


Figura 4.34 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  90AR\_120\_N1/N2/N3).

Tabela 4.19 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  90AR\_120\_N1/N2/N3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
N1	34,63	18,99	12,74	12,45
N2	34,22	18,18	11,91	11,50
N3	35,19	19,10	12,43	8,33
Média	34,68	18,76	13,36	10,76
Desvio Padrão	0,40	0,41	0,34	1,76
Coef. de Variação (%)	1,15	2,19	2,79	16,37

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  90° AR o valor é 26,57 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,31.

- $\Omega$  100° com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, dos provetes 1, 2 e 3, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores de deformação muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos

apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. A rotação é de tal forma evidente que a curva que regista os deslocamentos dos transdutores t82803 (ensaio 1) e t185049 (ensaio 2 e 3) sofrem uma inversão do declive. Quer isto dizer, que a partir de determinado instante, a velocidade com que o provete se deforma pela torção é maior que a velocidade da deformação vertical. Fazer a média nesta análise é subjetivo pois esta medida é sensível a valores extremos, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada.

Relativamente à secção 425 mm, para os ensaios 1 e 3, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. Fazer a média nesta análise é subjetivo, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada. Para o provete 2 verifica-se praticamente coincidência dos deslocamentos numa fase inicial, no entanto, a partir de determinado instante as curvas deixam de coincidir, mas mantêm-se paralelas, ou seja, poderá ter ocorrido uma ligeira rotação da secção e/ou translação das almas. Isto quer dizer que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27).

A análise da Figura A.98, Figura A.102 e Figura A.106 permitem identificar duas fases: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das três curvas relativas a cada secção de análise.

A Figura 4.35 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete. A Tabela 4.20 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. O andamento da curva força/deslocamento mostra que há uma fase inicial correspondente à fase elástica seguindo da plastificação dos provetes. No ensaio 1 e 3 após se atingir a força máxima existe uma perda de carga repentina, ao contrário do ensaio 2, onde força máxima é atingida de forma muito gradual e a perda de carga é subtil.

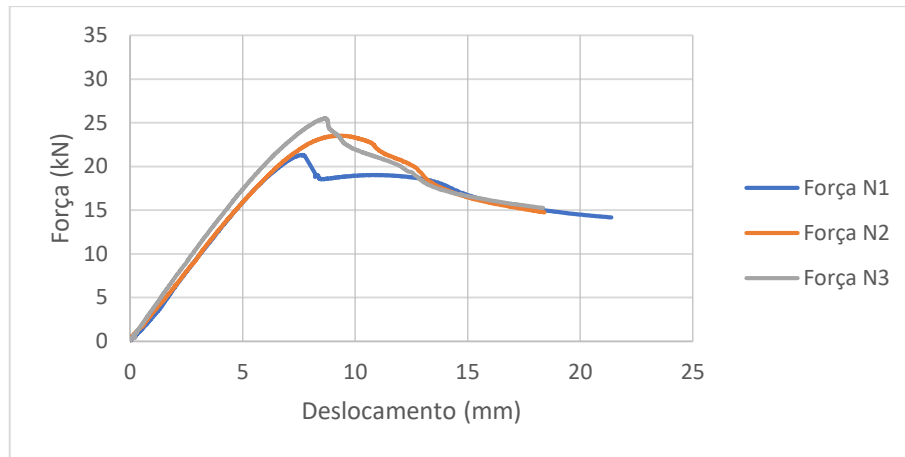


Figura 4.35 Relação força e deslocamento dos três ensaios ( $\Omega$  100\_120\_N1/N2/N3).

Tabela 4.20 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo ( $\Omega$  100\_120\_N1/N2/N3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
N1	21,32	7,65	4,95	7,43
N2	23,54	9,28	6,64	5,41
N3	25,52	8,70	6,68	4,95
Média	23,46	8,55	6,091	5,93
Desvio Padrão	1,72	0,675	0,809	1,076
Coef. de Variação (%)	7,31	7,90	13,28	18,14

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção  $\Omega$  100° o valor é 15,51 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,51.

- CLB com altura 120 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, dos três ensaios, numa fase inicial, as deformações apresentadas pelos transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os

gráficos exibem uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. A rotação é de tal forma evidente que a curva que regista os deslocamentos do transdutor t82803 sofre uma inversão do declive. Quer isto dizer, que a partir de determinado instante, a velocidade com que o provete se deforma pela torção é maior que a velocidade da deformação vertical. Fazer a média nesta análise é subjetivo pois esta medida é sensível a valores extremos, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada.

Relativamente à secção 425 mm, para os ensaios 1, 2 e 3, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. Fazer a média nesta análise é subjetivo, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada.

Da análise da Figura A.110, Figura A.114 e Figura A.120 identifica-se dois momentos para os ensaios 1, 2 e 3: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das três curvas relativas a cada secção de análise.

Na Figura 4.36 encontra-se os valores de força e o respetivo deslocamento que posteriormente são resumidos na Tabela 4.21. O andamento da curva força/deslocamento, mostra que há uma fase inicial onde o comportamento é aproximadamente linear elástico, uma segunda fase até se atingir a carga máxima, onde o comportamento passa a ser não linear e uma terceira fase, após a carga máxima, onde se verifica a perda de carga. No ensaio 1 e 3 após se atingir a força máxima é atingida de forma muito gradual e a perda de carga é subtil, ao contrário do ensaio 2, após atingir a força máxima a perda de carga é mais acentuada.

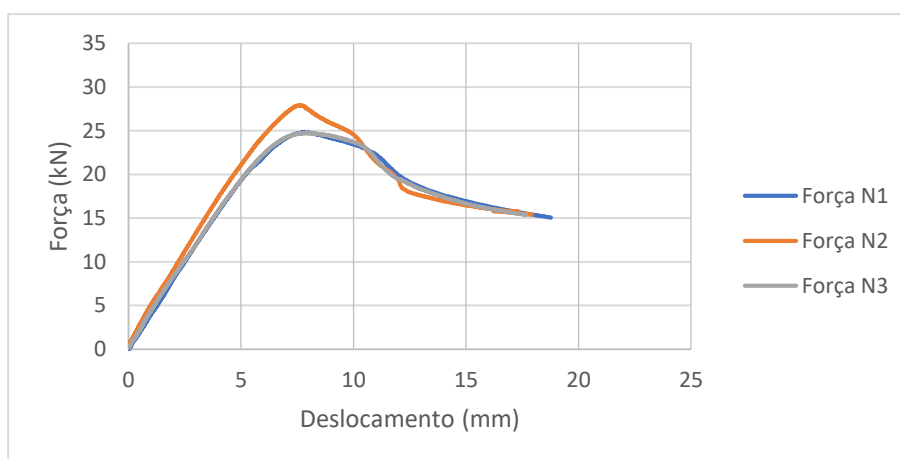


Figura 4.36 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB\_120\_N1/N2/N3).

Tabela 4.21 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB\_120\_N1/N2\_N3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
N1	24,82	7,76	5,80	5,39
N2	27,91	7,61	5,74	5,25
N3	24,72	7,98	5,90	2,16
Média	25,82	7,78	5,81	4,27
Desvio Padrão	1,48	0,15	0,067	1,49
Coef. de Variação (%)	5,74	1,95	1,16	34,95

Considerando o dobro do deslocamento registado da capacidade de carga máxima obtém-se o valor da capacidade carga residual. Para a secção CLB 120 o valor é 15,37 kN. O rácio entre capacidade de carga máxima e capacidade carga residual é de 1,68.

- CLB com altura de 160 mm

Os deslocamentos obtidos pelos vários transdutores para as secções em estudo apresentam-se no Anexo A.2.

Na secção de 1/2 vão, nos ensaios 1 e 2, numa fase inicial, os deslocamentos medidos pelos transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. Fazer a média nesta análise é subjetivo pois esta medida é sensível a valores extremos, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada. O ensaio 3 apresenta uma curva diferente dos outros dois ensaios, ou seja, numa fase inicial há a separação das curvas registadas pelos dois transdutores, mas mantem-se paralelas quer isto dizer que existe uma ligeira rotação do perfil e/ou translação das almas. Isto quer dizer que a velocidade com que os deslocamentos se desenvolvem é diferente, ou seja, poderá ter ocorrido algum fenómeno de rotação e/ou translação das almas dos provetes resultado da instabilização que foi impercetível a olho nu (ver o deslocamento das abas da Figura 4.27).

Relativamente à secção 425 mm, para os ensaios 1 e 2, numa fase inicial, os transdutores apresentam valores muito semelhantes, a partir de determinado instante os gráficos apresentam uma bifurcação que torna evidente a torção do perfil. Fazer a média nesta análise é subjetivo, de qualquer modo, a média dos deslocamentos é apresentada. No que se refere ao

ensaio 3 numa fase inicial as curvas coincidem a partir de determinado instante estas começam a diferir, ou seja, há uma separação das curvas registadas pelos dois transdutores, mas mantem-se paralelas quer isto dizer que existe uma ligeira rotação do perfil e/ou translação das almas.

A análise da Figura A.122, Figura A.126 e Figura A.130 permitem identificar dois momentos para os ensaios: uma fase inicial, linear, onde há a sobreposição das curvas e uma segunda fase que se caracteriza pela mudança de declive das três curvas relativas a cada secção de análise.

A Figura 4.37 apresenta a curva que relaciona a força aplicada e a correspondente deformação medida a meio vão do provete, para os três provetes ensaiados. A Tabela 4.22 resume os principais resultados recolhidos a partir do gráfico: força máxima, deformação a meio vão correspondente ao valor da força máxima e deformação nas posições 425 e 1175 também correspondentes ao valor da força máxima. Relativamente ao andamento da curva força/deslocamento, estas, mantêm uma estrutura semelhante, ou seja, uma fase inicial correspondente à fase linear elástica seguindo da plastificação dos provetes. No ensaio 1, 2 e 3 após se atingir a força máxima a perda de carga é ligeiramente repentina quando comparado com outros ensaios.

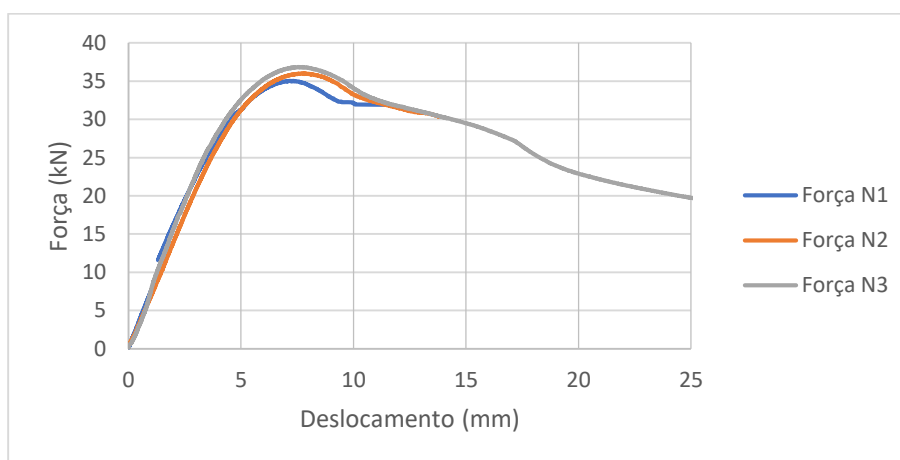


Figura 4.37 Relação força e deslocamento dos três ensaios (CLB\_120\_N1/N2/N3).



Tabela 4.22 Força máxima, média dos deslocamentos na secção em estudo (CLB\_160\_N1/N2/N3).

	Força máxima (kN)	Média dos deslocamentos secção 1/2 vão (mm)	Média dos deslocamentos secção 425 mm (mm)	Média dos deslocamentos secção 1175 mm (mm)
N1	35,06	7,30	3,80	3,38
N2	33,026	7,75	5,63	5,93
N3	36,83	12,00	3,34	5,83
Média	35,97	9,02	4,26	5,05
Desvio Padrão	0,72	2,12	0,99	1,18
Coef. de Variação (%)	2,01	23,50	23,32	23,42

Não se determina a capacidade de carga residual para a secção transversal CLB 160 devido à limitação das curvas força/deslocamento, uma vez que, não é possível obter dobro do deslocamento registado para capacidade de carga máxima.

## 4.5 Comparação de resultados

Este capítulo visa analisar e comparar o comportamento estrutural dos perfis enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$ , em cima descritos, quando solicitados a esforços de flexão positiva e negativa. As comparações são feitas tendo em conta os modos de instabilidade identificados da Tabela 4.3 à Tabela 4.12, e a deformação e carga máxima registadas nos vários ensaios, que foram apresentados na secção 4.4.

Numa perspetiva geral, os valores do coeficiente de variação associado aos vários parâmetros medidos – carga aplicada e deformação vertical – são baixos, o que mostra que os resultados obtidos apresentam baixa dispersão e dados homogéneos.

### 4.5.1 Ensaios com os provetes sujeitos a flexão positiva

Nos ensaios à flexão positiva verifica-se um padrão de rotura comum a quase todos os provetes. Tal como referido na secção 4.4, essa rotura resulta de uma instabilidade local de placa no banzo superior e nas duas almas da secção transversal. A rotura dá-se junto da zona de aplicação da carga que se encontra mais perto do apoio duplo. Há, no entanto, duas exceções que ocorreram nos ensaios dos provetes  $\Omega$  100\_120\_P2 e CLB\_160\_P3. No caso do

ensaio  $\Omega$  100\_120\_P2 a rotura dá-se junto das duas zonas de aplicação das cargas. Já para o ensaio CLB\_160\_P3 a rotura dá-se perto da zona de aplicação da carga, no entanto, mais perto do apoio simples.

Os fenómenos de instabilidade identificados nos ensaios à flexão positiva são predominantemente fenómenos instabilidade local de placa. Relativamente ao ensaio designado  $\Omega$  100\_120\_P1 não foi possível identificar de forma definitiva a instabilidade local associada.

Quanto à carga máxima, como é natural, a secção que registou maior valor é aquela que tem uma altura superior, ou seja, os ensaios com a secção CLB 160. Sendo o valor médio da carga máxima igual 53,57 kN, ou seja, 33,9% mais alto que o valor registado nos ensaios com a secção  $\Omega$  90° AR 120, que foi a que apresentou maior capacidade de carga nas várias tipologias com 120 mm de altura. Quando se compara a carga máxima obtida nas secções CLB 160 com a carga máxima obtida nas secções CLB 120, a diferença é de 36,5%. A capacidade de carga mais baixa foi medida nos provetes do tipo  $\Omega$  100° 120, que apresentam um valor médio de 29,79 kN, ou seja, uma diferença de 44,4% relativamente ao máximo registado.

No que se refere à deformação na secção a meio vão verificou-se que a secção transversal do tipo  $\Omega$  que registou a maior deformação foi a tipologia CLB 120 com 14,66 mm. No entanto, a mesma configuração do perfil, mas com altura de 160 mm apresenta para a carga máxima um deslocamento de 7,71 mm, ou seja, o mínimo registado de entre os ensaios sujeitos à flexão positiva.

#### **4.5.1 Ensaios com os provetes sujeitos a flexão negativa**

Nos ensaios com provetes submetidos a flexão negativa não se consegue identificar um padrão típico de rotura, uma vez que, ao longo dos diversos ensaios se observaram roturas de diferentes tipos, mesmo dentro da mesma tipologia de secção. As zonas condicionantes para as roturas observadas localizam-se junto à aplicação de carregamento, na zona intermédia à posição das duas cargas pontuais aplicadas.

Os fenómenos de instabilidade identificados nos ensaios à flexão negativa são predominantemente fenómenos de instabilidade distorcional. Em casos pontuais, verifica-se instabilidade local de placa, que ocorreu nos ensaios dos provetes 90AR\_120\_N1, 90AR\_120\_N2 e CLB\_160\_N3.

Como esperado, a secção que registou maior valor de carga máxima é aquela que apresenta uma altura superior. O valor médio para carga máxima da secção CLB 160 é de 35,97 kN. No entanto, ao contrário do que aconteceu nos ensaios de flexão positiva, a diferença relativamente ao valor médio da carga máxima obtidos nos provetes  $\Omega$  90° AR não é tão

significativa, sendo de apenas 3,59%. A tipologia de secção com altura 120 mm que registou maior valor de carga máxima foi a secção  $\Omega$  90° AR com 34,68 kN. A carga mínima pertence à secção  $\Omega$  100° 120 com um valor médio registado de 23,46 kN, ou seja, uma diferença de 34,8% relativamente ao valor máximo registado.

No que se refere aos deslocamentos na secção a meio vão sujeita à flexão simples negativa, para as secções com altura 120 mm, a secção transversal em  $\Omega$  que registou o maior valor foi o  $\Omega$  90° AR, com 18,76 mm. Ou seja, aproximadamente o dobro das restantes secções com 120 mm de altura. Para a secção CLB 160, o valor registado é de 9,02 mm, ou seja, apenas 13,7% mais alto que o valor medido na secção homóloga com 120 mm de altura. O valor mínimo registado é de 7,78 mm e ocorreu na secção CLB 120.

#### 4.6 Comparação entre a inércia experimental e a inércia obtida analiticamente em regime elástico

Nesta secção faz-se a análise e a comparação entre as inércias experimentais medidas em regime elástico e as inércias obtidas analiticamente para as secções tipo  $\Omega$  90°,  $\Omega$  90° AR e  $\Omega$  100°.

As inércias analíticas são provenientes das secções brutas obtidas pela ferramenta de cálculo desenvolvida no capítulo 3. Para obter a inércia experimental em regime elástico recorre-se à equação (4.1) proposta por Reis *et al.*, 2010. A equação (4.1) é válida para uma viga simplesmente apoiada e sujeita a um carregamento com duas cargas pontuais,

$$\delta = \frac{a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)}{48 \times E \times I} \times P \quad (4.1)$$

onde,

$\delta$  é o deslocamento a meio vão;

$a$  é a distância entre o apoio e ponto de aplicação da carga pontual;

$l$  representa o vão da estrutura;

$E$  é o módulo de Young;

$I$  corresponde à inércia experimental em torno do eixo de solicitação;

$P$  é a força aplicada pela célula de carga.

A equação (4.1) contém duas incógnitas, ou seja, a inércia experimental e o deslocamento a meio vão. Neste sentido recorre-se à equação (4.2),

$$K \times U = Q \quad (4.2)$$

onde,

$K$  representa a rigidez da estrutura;

$U$  é o deslocamento;

$Q$  é a força aplicada à estrutura.

A rigidez dos diversos provetes, na fase elástica, é facilmente obtida recorrendo às curvas que relacionam a força com o deslocamento vertical medido na secção a meio vão. A rigidez do elemento estrutural corresponde ao declive das mesmas curvas em regime linear elástico. Trabalhando as equações (4.1) e (4.2) obtém-se a equação (4.3) que permite determinar a inércia experimental no domínio elástico.

$$I = \frac{K \times a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2)}{48 \times E} \quad (4.3)$$

A Tabela 4.23 e a Tabela 4.24 indicam os valores da rigidez, da inércia experimental, da inércia analítica e do rácio entre a inércia analítica e a inércia experimental. Optou-se por separar as tabelas em duas: uma que corresponde aos ensaios à flexão positiva (Tabela 4.23 e outra que corresponde aos ensaios à flexão negativa (Tabela 4.24).

Para determinar a rigidez experimental utilizaram-se as curvas força/deformação no regime elástico até 50% da carga máxima registada.

Tabela 4.23 Inércia experimental e inércia analítica para os ensaios à flexão positiva

Designação	K (kN/mm)	K médio (kN/mm)	I experimental (mm <sup>4</sup> )	I exp., média (mm <sup>4</sup> )	I analítica (mm <sup>4</sup> )	I analítica / I exp., média
90_120_P1	4,01	4,18	1143725,2	1191261,6	1266694,9	1,06
90_120_P2	4,19		1195064,5			
90_120_P3	4,33		1234995,0			
90AR_120_P1	4,80	4,72	1369047,6	1345279,4	1419707,8	1,06
90AR_120_P2	4,64		1323412,7			
90AR_120_P3	4,71		1343378,0			
100_120_P1	3,63	3,80	1035342,3	1082878,6	1260100,1	1,16
100_120_P2	3,75		1069568,5			
100_120_P3	4,01		1143725,2			

Tabela 4.24 Inércia experimental e inércia analítica para os ensaios à flexão negativa

Designação	K (kN/mm)	K médio (kN/mm)	I experimental (mm <sup>4</sup> )	I exp., média (mm <sup>4</sup> )	I analítica (mm <sup>4</sup> )	I analítica / I exp.
90_120_N1	3,37	3,33	961185,5	950727,5	1266694,9	1,33
90_120_N2	3,50		998263,9			
90_120_N3	3,13		892733,1			
90AR_120_N1	3,91	4,17	1115203,4	1188409,4	1419707,8	1,19
90AR_120_N2	4,06		1157986,1			
90AR_120_N3	4,53		1292038,7			
100_120_N1	3,14	3,33	895585,3	950727,5	1260100,1	1,32
100_120_N2	3,22		918402,8			
100_120_N3	3,64		1038194,4			

Da análise da Tabela 4.23 e da Tabela 4.24 conclui-se que quando os perfis com secção tipo  $\Omega$  90°,  $\Omega$  90° AR e  $\Omega$  100° estão sujeitos à flexão positiva, os valores de inércia experimental estão próximos dos valores da inércia analítica, como se pode observar pelos valores do rácio  $P_{\text{analítico}}/P_{\text{exp}}$ . Em relação aos ensaios à flexão negativa verifica-se a mesma conclusão, no entanto, o rácio observado nas tabelas é maior.

Como é possível observar, a inércia experimental apresenta sempre um valor inferior à inércia analítica. As diferenças elevadas (entre 19% e 33%) verificadas nos ensaios à flexão negativa poderão estar relacionadas com imperfeições geométricas e imprecisões na execução dos ensaios, (Martins, 2012).

# MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PERFIS ENFORMADOS A FRIO COM SECÇÃO TIPO $\Omega$

---

## 5.1 Considerações gerais

Neste capítulo, efetua-se a simulação numérica dos perfis metálicos enformados a frio com secção tipo  $\Omega$  e sujeitos a esforços de flexão. Para fazer esta análise recorreu-se ao *software Abaqus/Standard* (versão 6.11), que é uma ferramenta poderosa para lidar com problemas não lineares. Realizou-se a modelação dos perfis tipo  $\Omega$  90° AR com altura de 120 mm e CLB com altura de 120 e 160 mm.

O *Abaqus* é um *software* baseado no método de elementos finitos, com capacidade para resolver desde problemas lineares simples até simulações não lineares. Esta aplicação informática tem uma extensa biblioteca de elementos com capacidade de modelar praticamente qualquer tipo de geometria. Para além disto, é possível modelar o comportamento de diversos tipos de materiais.

Com a utilização deste *software*, pretende-se desenvolver simulações numéricas que representem os comportamentos observados na campanha experimental, a nível de capacidade de carga, deformação, tensões e modos de instabilidade. Ou seja, pretende-se calibrar os modelos numéricos desenvolvidos com os resultados obtidos nos ensaios experimentais provenientes do Capítulo 4 e, conseqüentemente, estabelecer uma base para um estudo paramétrico que analise situações não testadas no decorrer dos ensaios experimentais.

Este programa permite desenhar ou importar a geometria dos modelos de forma rápida e fácil. As propriedades mecânicas do material podem ser associadas à geometria conjuntamente com o carregamento e as condições fronteira. Para verificar o modelo é necessário criar uma malha. A malha gerada pelo *Abaqus* é capaz de se adaptar às várias regiões da geometria de forma muito eficaz. Finalmente, pode efetuar-se o cálculo do modelo e o módulo de visualização pode ser utilizado para interpretar os resultados.

## 5.2 Modelo numérico

Uma correta análise dos modelos desenvolvidos num *software* baseado no método dos elementos finitos depende consideravelmente das condições fronteira – apoios da estrutura e

outras restrições –, imperfeições geométricas – defeitos associados à estrutura – e malha de elementos finitos.

No que se refere às imperfeições geométricas, como referido ao longo deste trabalho, estas aparecem em membros que compõem a secção transversal segundo curvatura, deformação e torção, bem como desvios locais. Estes fenómenos manifestam-se como perturbações das tensões na secção transversal aquando da produção do enformado a frio. O comportamento pós-encurvadura de elementos de aço enformados a frio é difícil de prever devido à não linearidade geométrica e do material. O principal impedimento para uma correta quantificação destas imperfeições não é a formulação mecânica nem o método da solução, mas sim uma falta fundamental de conhecimento sobre o estado inicial dos perfis de aço enformados a frio, uma vez que, os fabricantes não disponibilizam informação referente à caracterização de imperfeições geométricas e de tensões residuais. É necessário e fundamental obter esse tipo de dados para a realização confiável de análises avançadas associadas a estudos paramétricos de elementos em aço enformados a frio, (Shafer & Pekoz, 1997).

As imperfeições geométricas eram visíveis aquando da realização da campanha experimental. No Capítulo 3 não se teve em conta o comportamento pós-encurvadura e para terminar o trabalho em tempo útil, optou-se por não se considerar as imperfeições geométricas na modelação.

Os modelos são construídos com elementos finitos tipo casca, estes elementos são úteis para peças esbeltas, ou seja, quando uma das dimensões é significativamente inferior às outras duas. É o caso da espessura dos elementos que constituem os perfis enformados a frio. Devido à utilização de elementos finitos tipo casca convém referir que, na modelação, se constroem modelos com base na linha média da secção transversal. Para além do tipo de elemento, a densidade da malha influencia bastante o processamento e o resultado final, e neste sentido, é necessário efetuar um estudo do tamanho dos elementos finitos a adotar (Martins, 2012).

As nervuras dos provetes (ver, Figura 4.4 e Figura 4.5) foram tidas em conta no modelo. No que diz respeito aos apoios considerou-se a restrição de graus de liberdade disponíveis pelo *software*.

### 5.2.1 Tipo de elemento finito e malha adotada

A escolha do tipo de elemento é essencial para obter os modelos mais adequados aos fenómenos que se pretendem analisar, pois os resultados podem variar significativamente em função do tipo de elemento e do seu tamanho, (Martins, 2012).

Em todos modelos desenvolvidos neste trabalho, com o *software Abaqus*, são utilizados elementos de tipo casca. Os elementos individuais que compõem a casca são denominados S4R, onde *S* significa casca em inglês *shell*, *4* indica que o elemento contém quatro nós e *R*



resulta da integração reduzida. A escolha deste elemento resulta da elevada esbelteza e reduzida espessura que os perfis enformados a frio apresentam, sendo adequado para análises de problemas geometricamente não lineares e com grandes deformações (Pham & Hancock, 2010). Para além disso, verificou-se que muitos investigadores na área da modelação numérica de enformados a frio usam este tipo de elemento (Narayanan, S. & Mahendran, M., 2003, Pham & Hancock, 2010, Dinis & Camotim, 2011 e Laím, 2013, entre outros).

A integração numérica tem o objetivo de determinar as tensões e extensões a que determinado conjunto de elementos está sujeito. Especificamente, a integração reduzida possui apenas um ponto de integração que se situa entre os quatro nós que compõe o elemento S4R (Figura 5.1 a)). A rigidez pode ser determinada antes ou durante a análise e é feita segundo método de Simpson, ou seja, a metodologia é aplicada tendo em conta cinco pontos de integração numérica ao longo da espessura da casca (Figura 5.1 b)), (Pham & Hancock, 2010 e Martins, 2012).

Segundo Laím, 2013, a formulação dos elementos S4R é semelhante à teoria discreta de Kirchhoff-Love (1888), e a sua formulação está detalhada no manual *Abaqus Theory Manual* (2010).

A única desvantagem dos elementos de integração reduzida é de tenderem a ser muito flexíveis podendo gerar distorções que não são verificadas fisicamente, (Laím, 2013).

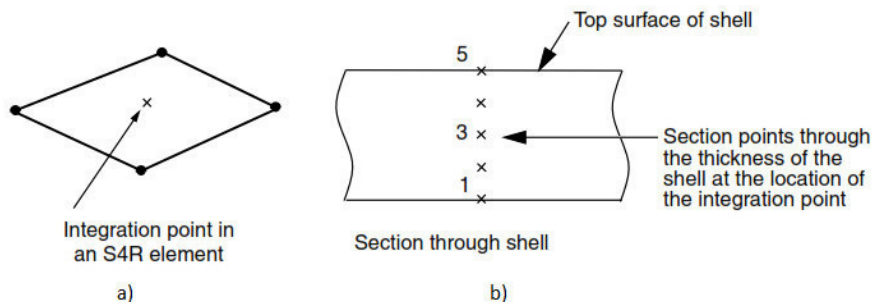


Figura 5.1 a) Elemento S4R e b) Pontos de integração numérica através da espessura do elemento casca, adaptado de Abaqus 6.11, 2011.

O *software Abaqus* dispõe de algumas técnicas para geração das malhas. Para os modelos desenvolvidos foi adotado o *free meshing*. Esta técnica de gerar malhas é a mais rápida para modelos com geometria simples e regular, como é o caso, e a que mais facilmente se adapta a qualquer modelo. No entanto, fornece um menor controlo sobre a malha, sendo que a organização da mesma pode variar bastante. Para contornar esta situação, é necessário criar partições nos modelos em que se faz a análise. As formas irregulares na malha, para os casos de estudo desta dissertação, são consequência de cantos arredondados. A partição é uma forma de subdividir um domínio complexo em subdomínios mais simples.

Da pesquisa bibliográfica conclui-se que, relativamente ao tamanho dos elementos finitos se obtém boas aproximações ao utilizar-se elementos com dimensões entre 5 mm e 20 mm. Quanto menor o tamanho do elemento, melhor será a precisão do cálculo numérico, no entanto, a convergência da solução numérica será mais difícil de obter gerando desta forma maior esforço computacional. Neste sentido, adotaram-se as seguintes malhas: 5 mm, 10 mm e 17 mm.

## 5.2.2 Modelação do Material

É do conhecimento geral que o aço apresenta um comportamento não linear. Deste modo, é conveniente ter em conta a multilinearidade da curva tensão-extensão no *software*. A sua consideração é imprescindível para quantificar a carga máxima, os modos de instabilidade e, com isto, fazer uma análise pós-encurvadura dos modelos.

Na ausência de valores de ensaios que permitam a caracterização mecânica do aço, é necessário usar os valores nominais previstos nas normas EN 1993-1-1 e EN 1993-1-3, tais como: densidade do material, módulo de elasticidade, tensão de cedência, tensão última e respetivas extensões. Convém referir que não se teve em consideração o aumento das tensões de cedência nos cantos arredondados devido ao processo de fabricação.

Para definir a lei constitutiva do material é necessário a definição da curva tensão-extensão, para esta, adotou-se um comportamento bilinear elástico perfeitamente plástico (Figura 5.2). Para a definição dos pontos que constituem a curva é necessário considerar a tensão de cedência,  $f_y$ , que depende do tipo de aço com que os provetes foram produzidos e a tensão última,  $f_u$ , que pode ser obtida na Tabela 3.1b da norma EN 1993-1-3. Os requisitos de ductilidade, ou seja, a extensões máximas, estão definidas na cláusula 3.2.2 (1) da norma EN 1993-1-1. Os valores da extensão de cedência,  $\varepsilon_y$ , e da extensão última,  $\varepsilon_u$ , são obtidos respetivamente, pelas equações (5.1) e (5.2). Para a definição do regime elástico considera-se o módulo de elasticidade,  $E$ , igual a 210 GPa e o coeficiente de Poisson,  $\nu$ , de 0,3 de acordo com a cláusula 3.2.6 da norma EN 1993-1-1.

$$\varepsilon_y = f_y/E \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_u \geq 15 \times \varepsilon_y \quad (5.2)$$

Na Figura 5.1 apresenta-se a relação entre tensões e extensões adotada para descrever o comportamento bilinear o aço.

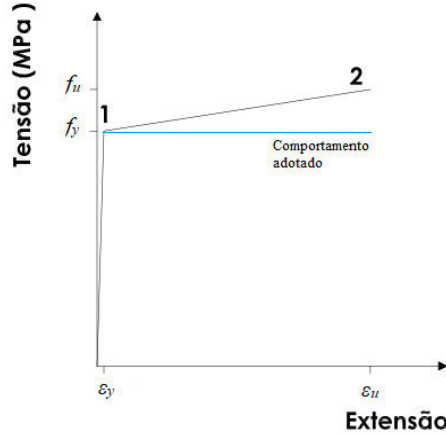


Figura 5.2 Relação entre tensões e extensões, comportamento adotado para descrever o comportamento do material, (adaptado de Martins, 2012).

Para ter em conta a não linearidade no *software Abaqus*, este, requer a definição da curva tensão-extensão. Segundo Pham & Hancock (2010), entre outros autores, a curva tensão-extensão não pode entrar diretamente no *software*, pois, tem de ser convertida nos parâmetros tensão verdadeira,  $\sigma_{true}$ , extensão plástica verdadeira,  $\epsilon_{pl}$ , e extensão verdadeira,  $\epsilon_{true}$ , esta última logarítmica. Estes parâmetros são essenciais para descrever o comportamento da curva no *software* e estão descritos nas expressões (5.3), (5.4) e (5.5):

$$\sigma_{true} = \sigma \times (1 + \epsilon) \quad (5.3)$$

$$\epsilon_{plastic} = \epsilon_{true} - \sigma_{true}/E \quad (5.4)$$

$$\epsilon_{true} = \ln(1 + \epsilon) \quad (5.5)$$

Na Tabela 5.1, que a baixo se apresenta, corresponde ao resumo das propriedades do material adotadas para a sua definição no *software Abaqus*.

Tabela 5.1 Propriedades adotadas para o material.

Ponto	Tensão $\sigma$ (MPa)	Extensão $\epsilon$	Tensão verdadeira $\sigma_{true}$ (MPa)	Extensão verdadeira $\epsilon_{true}$	Extensão plástica verdadeira $\epsilon_{pl}$
1	320	0,0015	320,49	0,0015	0
2	320	0,1500	368,00	0,1398	0,1380

### 5.2.3 Condições fronteira

Para que o modelo seja funcional, é necessário associar as várias componentes e realizar a ligação das mesmas. Como já referido em cima os elementos tipo casca fazem a sua ligação à linha média, o que poderá levar à sobreposição de material. No entanto, devido à espessura reduzida dos perfis esta sobreposição é negligenciável. Para associação das nervuras verticais ao perfil utiliza-se o comando *Merge* aquando do agrupamento dos componentes. Para a ligação das nervuras horizontais às abas do perfil, primeiramente, é necessário indicar a posição dos planos de ligação quando se faz a associação do material aos elementos e, só depois se utiliza o comando *Tie* responsável pela ligação dos elementos.

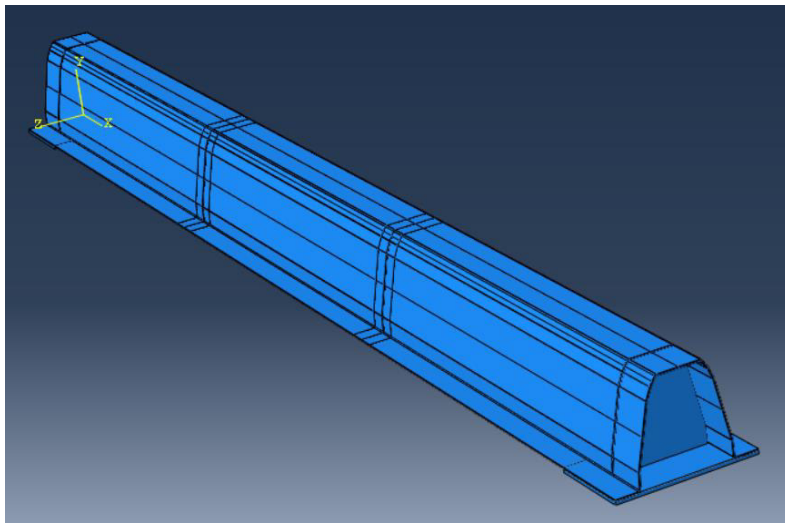


Figura 5.3 Aspeto geral do modelo CLB 120 para simulação à flexão positiva.

Os modelos tridimensionais desenvolvidos têm em conta o equilíbrio estático global necessário para que a força externa (carregamento) seja igual a força interna. Deste modo, foi necessário encontrar um sistema estático que reproduzisse os ensaios experimentais de acordo com o sistema de eixos representado na Figura 5.3.

Para as simulações à flexão positiva adotou-se os dois apoios que estão representados na Figura 5.4.

- Apoio sobre a base da nervura horizontal esquerda – bloqueia deslocamentos na direção vertical (eixo  $yy$ ), impede deslocamentos na direção paralela ao desenvolvimento do provete (eixo  $zz$ ) e no seu próprio desenvolvimento (eixo  $xx$ ). No que toca às rotações, os provetes apenas podem rodar na direção do eixo  $zz$ ;
- Apoio sobre a base da nervura horizontal direita – bloqueia deslocamentos na direção vertical (eixo  $yy$ ) e impede deslocamentos na direção paralela ao desenvolvimento do provete (eixo  $zz$ ). No que toca às rotações, os provetes apenas podem rodar na direção do eixo  $zz$  e sobre o seu desenvolvimento (eixo  $xx$ ).

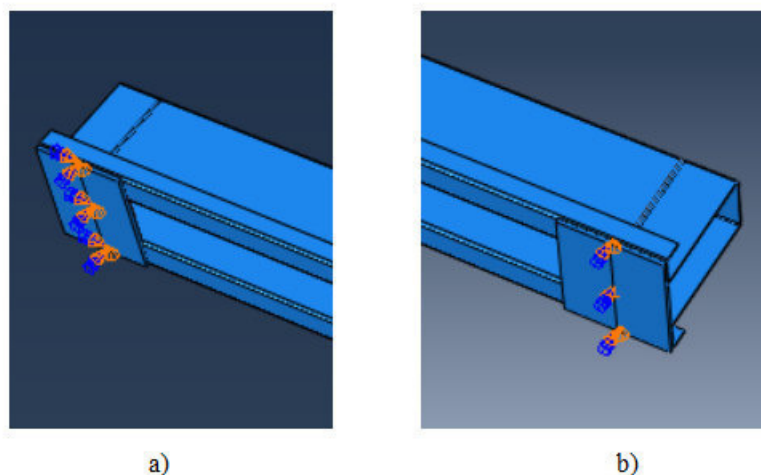


Figura 5.4 Configuração dos apoios, a) apoio sobre a nervura horizontal esquerdo e b) apoio sobre a nervura horizontal direita.

Para as simulações à flexão negativa adota-se o mesmo esquema de apoios da Figura 5.4. No entanto, o *software* dá a indicação de um erro. Da pesquisa em fóruns da especialidade constatou-se que os modelos são instáveis devido à área de contacto entre o apoio e a nervura horizontal ser reduzida. Neste sentido é necessário adicionar mais restrições, ou seja, mais apoios à estrutura ou mudar ligeiramente o esquema estrutural. Optou-se por manter os mesmos apoios, no entanto, aumentou-se a área e a espessura das nervuras horizontais. Na Figura 5.5 apresenta-se o esquema adotado para as simulações.

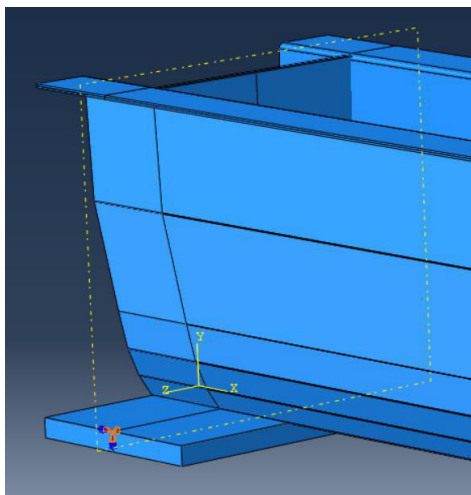


Figura 5.5 Adaptação da nervura horizontal para as simulações sujeitas à flexão negativa.

Os reforços verticais junto aos apoios e ao nível de aplicação das cargas, como já referido, são modelados admitindo a continuidade entre os elementos e não considerando a soldadura ao perfil de acordo com a Figura 5.6.

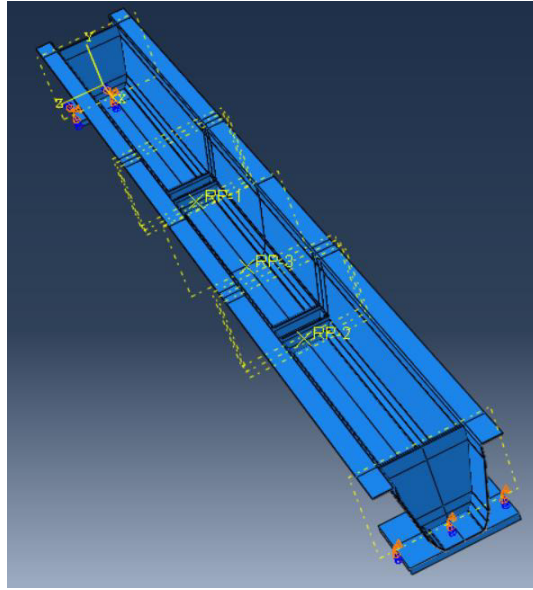


Figura 5.6 Aspeto geral do modelo CLB 120 para simulação à flexão negativa.

A viga de distribuição não é considerada na modelação (ver Figura 5.7). Para a atribuição das cargas apenas se considera a área onde a carga é aplicada ao provete. Nestas áreas criou-se um ponto de referência que corresponde ao ponto idealizado onde se colocaria a carga concentrada. Na verdade, a carga aplicada aos provetes não é concentrada, mas sim uma força uniformemente distribuída numa dada área. Neste sentido aplica-se o comando *Coupling* limitando os graus de liberdade da área afeta ao carregamento e só depois se aplica a carga concentrada nos pontos de referência criados.

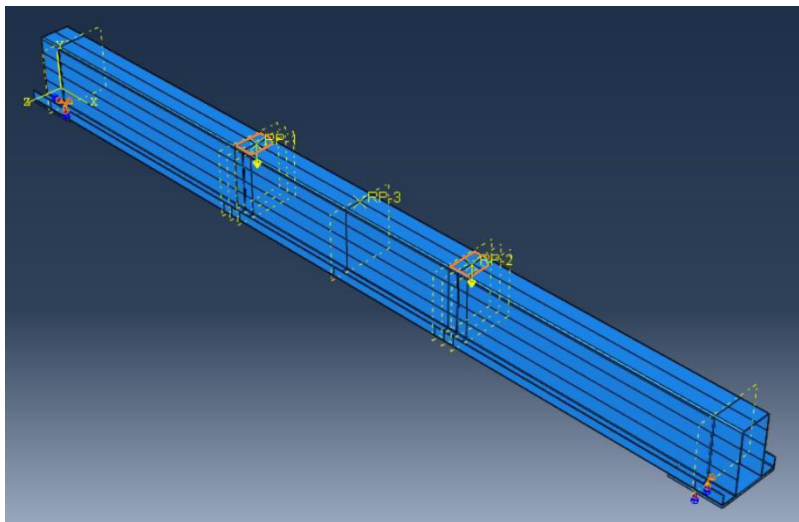


Figura 5.7 Carregamento adotado para simulações sujeitas à flexão positiva

As áreas delimitadas a laranja (ver Figura 5.7) correspondem à área onde irá ser distribuída a carga concentrada. A sigla *RP* representa os referidos pontos de referência. Os deslocamentos a meio vão são medidos no ponto de referência número 3 (*RP-3*).

#### 5.2.4 Processo de análise

À semelhança do que foi realizado nos trabalhos de Pham & Hancock (2010) e Laím (2013), com os modelos desenvolvidos são desenvolvidos dois tipos de análise: análise aos modos de instabilidade (*Buckle*) e análise não linear estática (*Static, Riks*). A análise aos modos de instabilidade é realizada para identificar e reproduzir os modos de instabilidade observados na campanha experimental. Os modos de instabilidade observados podem ser tantos quando o utilizador desejar e aparecem em ordem crescente. Contudo, apenas o modo de instabilidade com valor mais baixo é utilizado em aplicações práticas.

Para a resolução de problemas não lineares, o *software Abaqus/Standard* utiliza o método de Newton-Raphson, que consiste na aplicação gradual e incremental da carga. A aplicação de cada incremento é automática e pode requerer numerosas iterações. A soma das várias iterações leva à solução final aproximada. Os tamanhos dos incrementos são ajustados automaticamente pelo *software*, o algoritmo apenas necessita de saber a dimensão primeiro incremento. A escolha do primeiro incremento pode ser crítica em análises não lineares, (Martins, 2012). Para os modelos desenvolvidos adota-se o valor realizado por trabalhos anteriores a esta dissertação e sugerido pelo *software Abaqus* versão 2011, ou seja, o incremento inicial será até 10% da deformação total imposta. Para os restantes parâmetros de entrada necessários, opta-se pelos valores pré-definidos pelo *software*.

### 5.3 Resultados dos modelos numéricos e comparação com os resultados obtidos na campanha experimental

Neste sub-capítulo faz-se a apresentação dos resultados das simulações numéricas e respetiva comparação com os correspondentes resultados obtidos em provetes ensaiados durante a campanha experimental. Como tem vindo a ser apresentado, opta-se por dividir as simulações à flexão positiva e as simulações à flexão negativa em diferentes subcapítulos.

Os modelos numéricos, como já referido e cima, são sensíveis a inúmeros fatores como a escolha do elemento, o tamanho e disposição da malha, as condições fronteira, a modelação do material, a consideração imperfeições geométricas e as tensões residuais, (Martins, 2012). Este conjunto de fatores contribuem para a solução final, que pode ser próxima ou não dos resultados observados nos ensaios experimentais. Neste sentido, é necessário ir calibrando os

modelos até serem alcançadas soluções numéricas que sejam suficientemente aproximadas dos resultados obtidos nos ensaios descritos no Capítulo 4.

### 5.3.1 Secções sujeitas a flexão positiva

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

A Figura 5.8 contém as curvas força e deformação vertical na secção a meio vão, provenientes dos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as correspondentes curvas que resultam dos modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Para as secções  $\Omega$  90° AR submetidas a esforços de flexão positiva constata-se que as curvas força e deformação dos modelos numéricos são ligeiramente diferentes das curvas obtidas nos ensaios experimentais. Para as três malhas analisadas, os modelos numéricos apresentam uma carga máxima superior ao verificado na campanha experimental, bem como, rigidez superior. Uma das grandes diferenças verificadas na Figura 5.8 é a deformação obtida pelos modelos numéricos, até à carga máxima, ser superior ao registado experimentalmente. Na Tabela 5.2 apresenta-se o resumo dos principais dados obtidos pelas curvas força e deformação vertical, da secção em estudo, para as simulações numéricas e ensaios experimentais, bem como, o erro associado a esses dados.

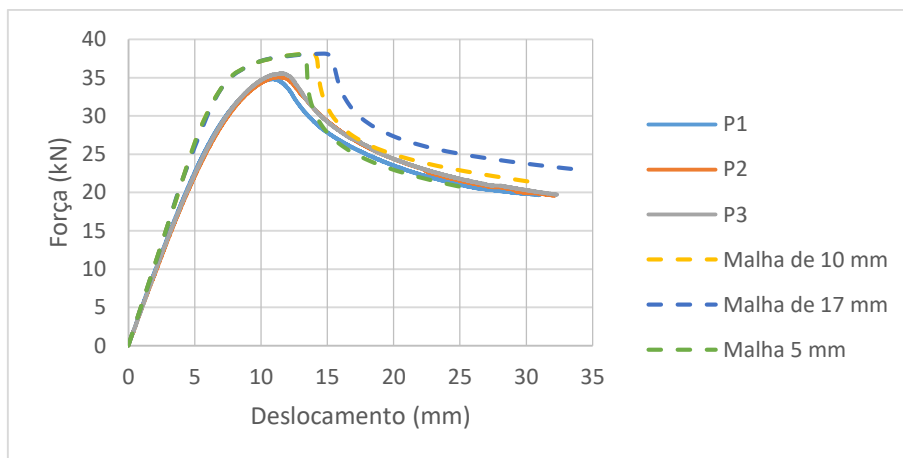


Figura 5.8 Secção  $\Omega$  90° AR sujeita a flexão positiva: relação força/deformação na secção de meio vão.



Tabela 5.2 Secção  $\Omega$  90° AR sujeita a flexão positiva: Força máxima e média dos deslocamentos na secção de 1/2 vão.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio na secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	38,05	13,11
Malha 10 mm	38,13	13,75
Malha 17 mm	38,13	14,70
Média dos ensaios	35,19	11,22
Erro (%)	7,66	19,00

Como é possível observar na Figura 5.9, os modos de instabilidade que se observam nos modelos numérico e experimental são idênticos. Constatase que para a secção  $\Omega$  90° AR, o modelo numérico apresenta uma rotura junto à aplicação das forças, enquanto nos ensaios experimentais a rotura se dá junto à zona de aplicação da força, do lado direito do provete.

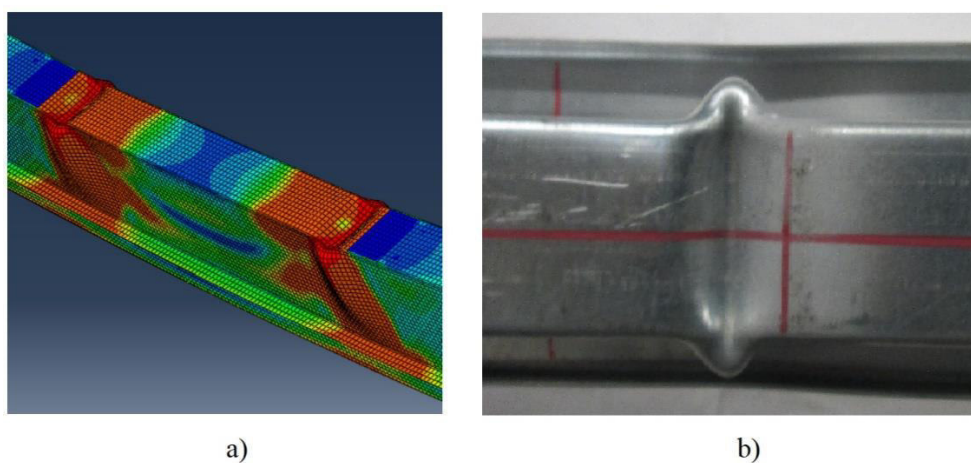


Figura 5.9 Secção  $\Omega$  90° AR sujeito à flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental

- CLB com altura 120 mm

A Figura 5.10 contém as curvas que relacionam força e deformação vertical na secção de meio vão, obtidas nos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as correspondentes curvas obtidas com os modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Nas secções CLB 120, submetidas a esforços de flexão positiva constata-se que as curvas numéricas que relacionam força e deformação são bastante semelhantes às curvas obtidas nos ensaios experimentais. Para as três malhas analisadas, os modelos numéricos apresentam uma carga

máxima similar ao valor médio da carga máxima que foi medida na campanha experimental. No entanto, a rigidez até à cedência é superior. Como é possível verificar na Figura 5.10, a deformação obtida pelos modelos numéricos, até à carga máxima, é bastante semelhante ao registado experimentalmente apresentando um erro inferior a 10%. Na Tabela 5.3 apresenta-se o resumo dos principais resultados numéricos e experimentais obtidos, bem como, o erro que lhes está associado.

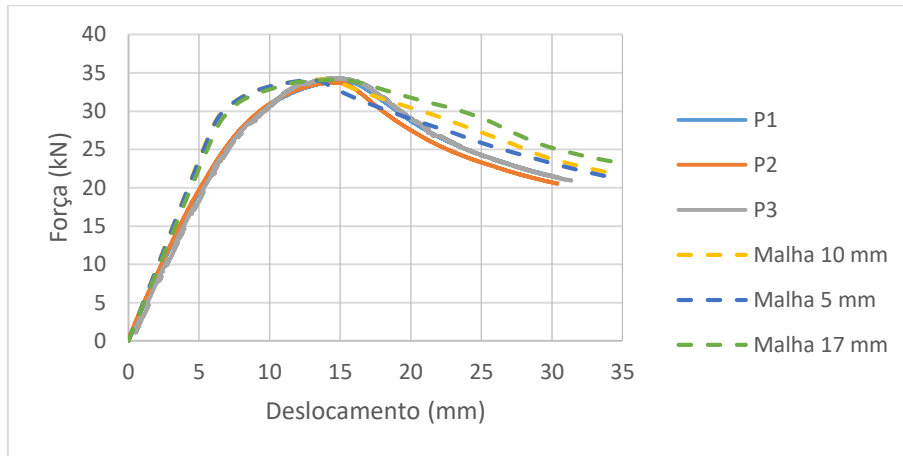


Figura 5.10 Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva: relação força/deformação na secção de meio vão.

Tabela 5.3 Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão para as diferentes malhas. Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio da secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	34,07	12,72
Malha 10 mm	34,16	13,66
Malha 17 mm	34,09	14,49
Média dos ensaios	34,01	14,66
Erro (%)	0,28	7,07

Do mesmo modo que a simulação anterior, constata-se que para a secção CLB 120 o modelo numérico apresenta uma rotura que se localiza junto à aplicação das forças, enquanto nos ensaios experimentais a rotura se dá na mesma zona, mas apenas de um dos lados dos provetes. Como é possível de verificar na Figura 5.11 o modo de instabilidade associado à rotura é bastante semelhante.

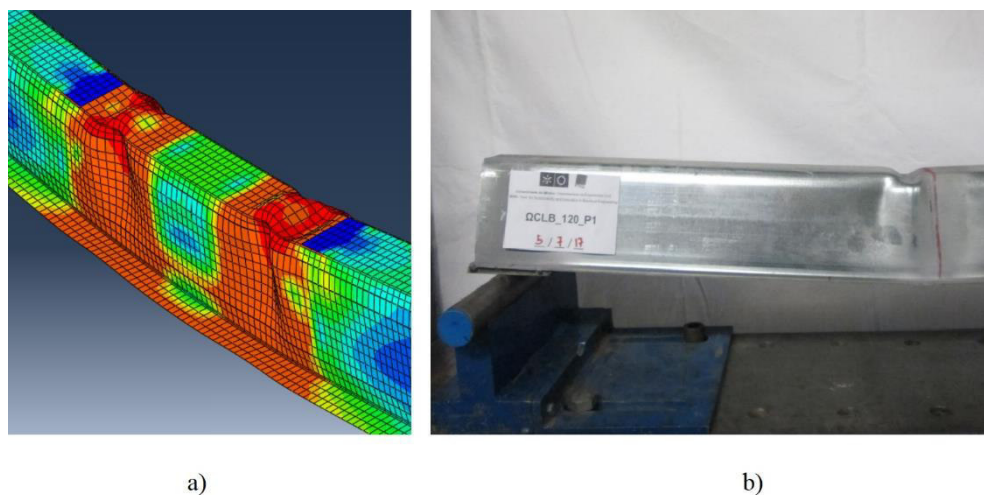


Figura 5.11 Secção CLB 120 sujeita a flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental.

- CLB com altura 160 mm

A Figura 5.12 contém as curvas força e deformação vertical na secção a meio vão, provenientes dos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as correspondentes curvas que resultam das simulações numéricas obtidas segundo os modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Para as secções CLB 160 submetidas a esforços de flexão positiva constata-se que as curvas força e deformação dos modelos numéricos são bastante semelhantes às curvas obtidas nos ensaios experimentais. As três malhas analisadas os modelos numéricos apresentam uma carga máxima ligeiramente inferior ao verificado na campanha experimental (menos de 5%) e, também, uma rigidez bastante semelhante. Como é possível verificar nestas curvas, a deformação obtida pelos modelos numéricos, até à carga máxima, é bastante semelhante à deformação registada experimentalmente apresentando um erro inferior a 10%. Na Tabela 5.4 apresenta-se o resumo dos principais dados obtidos com as curvas que relacionam força e deformação vertical na secção em estudo, para as simulações numéricas e ensaios experimentais, bem como, o erro associado a esses dados.

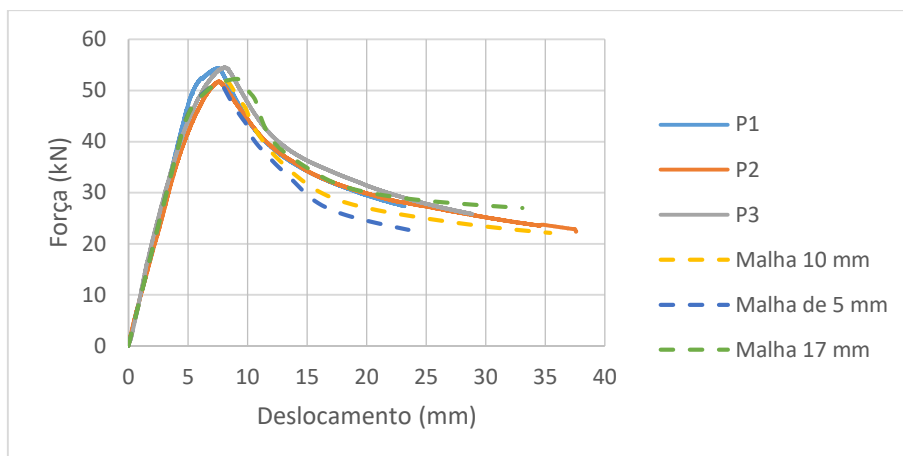


Figura 5.12 Secção CLB 160 sujeita a flexão positiva: Relação força/deformação na secção de meio vão.

Tabela 5.4 Secção CLB 160 sujeita a flexão positiva: Força máxima e média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio da secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	51,35	7,70
Malha 10 mm	51,82	8,14
Malha 17 mm	52,29	9,05
Média dos ensaios	53,57	7,71
Erro (%)	3,26	7,12

Os modos de instabilidade associados à secção CLB 160 observados nos ensaios experimentais são muito semelhantes aos modos de instabilidade observados nas simulações numéricas (ver Figura 5.13). Este modelo permitiu de forma adequada prever, não só a capacidade de carga mas também a capacidade de deformação desta tipologia de secção transversal.

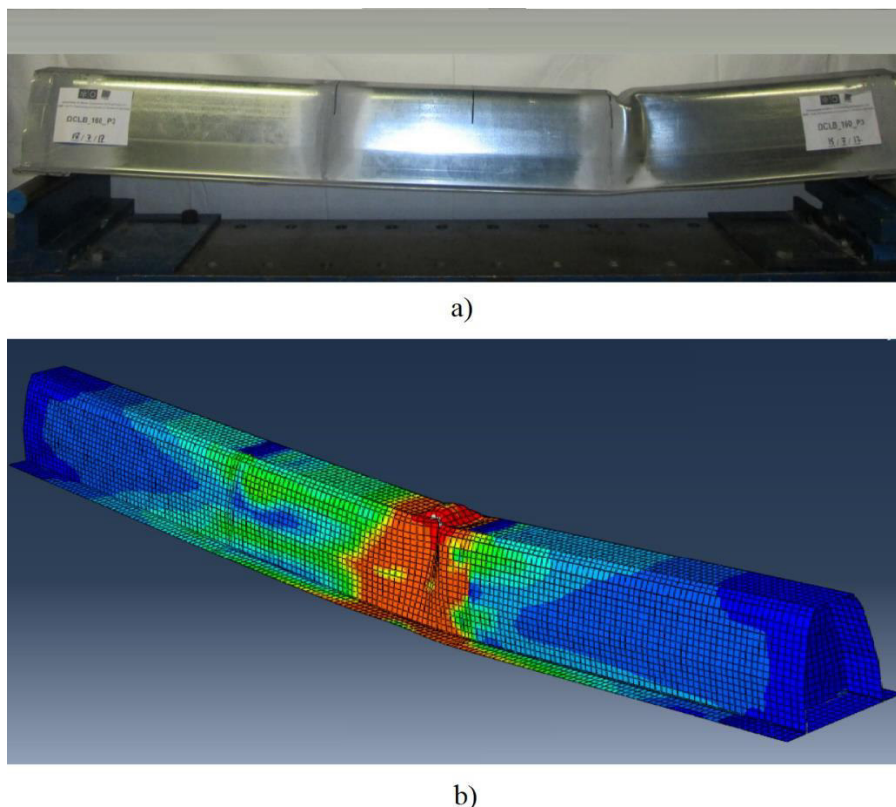


Figura 5.13 Secção CLB 160 sujeito à flexão positiva: modos de instabilidade associados a) ao ensaio experimental e b) ao modelo numérico.

### 5.3.2 Secções sujeitas a flexão negativa

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

A Figura 5.14 apresenta as curvas que relacionam força e deformação vertical na secção a meio vão, provenientes dos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as correspondentes curvas que resultam dos modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Para as secções  $\Omega$  90° AR submetidas a esforços de flexão negativa constata-se que as curvas numéricas que relacionam força e deformação são ligeiramente diferentes das curvas obtidas nos ensaios experimentais, no entanto, a evolução das curvas é bastante semelhante. As três malhas analisadas resultam em modelos numéricos que apresentam uma carga máxima inferior à carga máxima medida na campanha experimental. Já a rigidez até à cedência é superior. Uma das grandes diferenças verificadas na Figura 5.14 é a deformação obtida pelos modelos numéricos, até à carga máxima, que é inferior ao registado experimentalmente em pouco menos de 35%. Na Tabela 5.5 apresenta-se o resumo dos principais dados obtidos com as curvas que relacionam força e deformação vertical, na secção de meio vão, para as simulações numéricas e para os ensaios experimentais, bem como, o erro associado a esses dados.

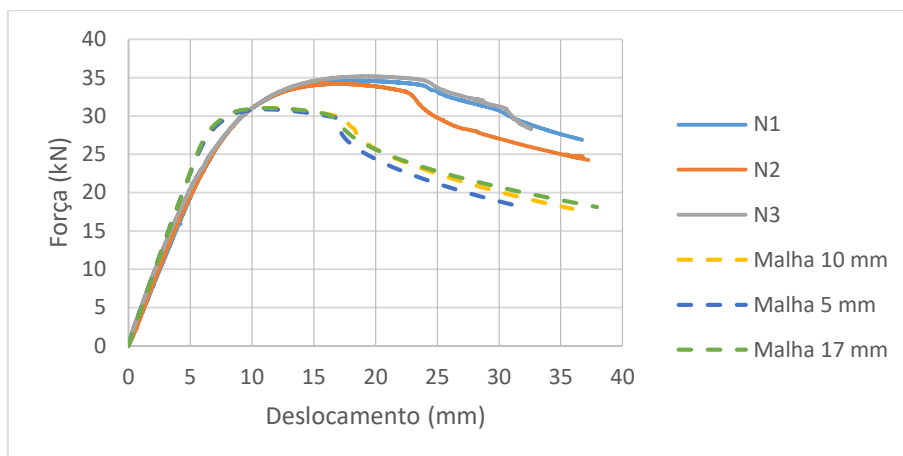


Figura 5.14 Secção  $\Omega$  90° AR sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão.

Tabela 5.5 Secção  $\Omega$  90° AR sujeita a flexão negativa: Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio da secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	30,82	12,23
Malha 10 mm	30,94	12,31
Malha 17 mm	31,00	12,33
Média dos ensaios	34,68	18,76
Erro (%)	10,84	34,47

Os modos de instabilidade experimentais e numéricos associados à secção  $\Omega$  90° AR são bastante semelhantes (ver Figura 5.15). Verifica-se que tanto nos modelos numéricos como nos ensaios da campanha experimental as almas se afastam entre si, em relação à posição inicial, e nos banzos à compressão nota-se a formação de um vinco.

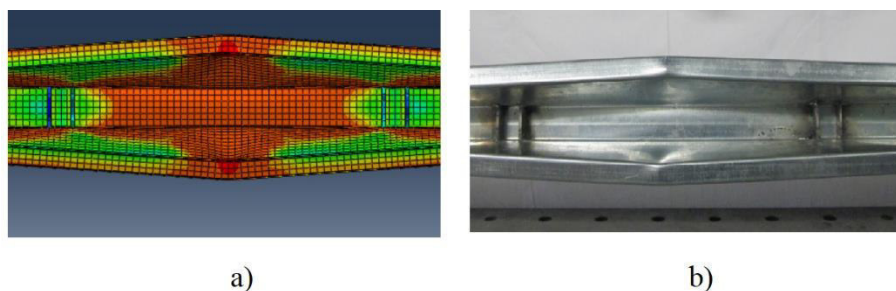


Figura 5.15 Secção  $\Omega$  90° AR sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental.

- CLB com altura 120 mm

A Figura 5.16 representa as curvas de força e deformação vertical medidas na secção de meio vão, provenientes dos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as correspondentes curvas que resultam das simulações numéricas obtidas a partir dos modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Para as secções CLB 120 submetidas a esforços de flexão negativa constata-se que as curvas numéricas que relacionam força e deformação são ligeiramente diferentes das curvas obtidas nos ensaios experimentais, com exceção da malha de 17 mm que se aproxima bastante dos ensaios da campanha experimental. As três malhas analisadas nos modelos numéricos apresentam uma carga máxima superior ao valor de carga máxima verificada na campanha experimental. Já a rigidez na fase linear até plastificar e antes de atingir a tensão de cedência é superior. A deformação correspondente à carga máxima obtida com os modelos numéricos relativos à secção CLB 120, é bastante semelhante ao registado experimentalmente, com diferenças inferiores a 5%. Na Tabela 5.6 apresenta-se o resumo dos principais dados obtidos pelas curvas força e deformação vertical, da secção de meio vão, para as simulações numéricas e ensaios experimentais, bem como, o erro associado a esses dados.

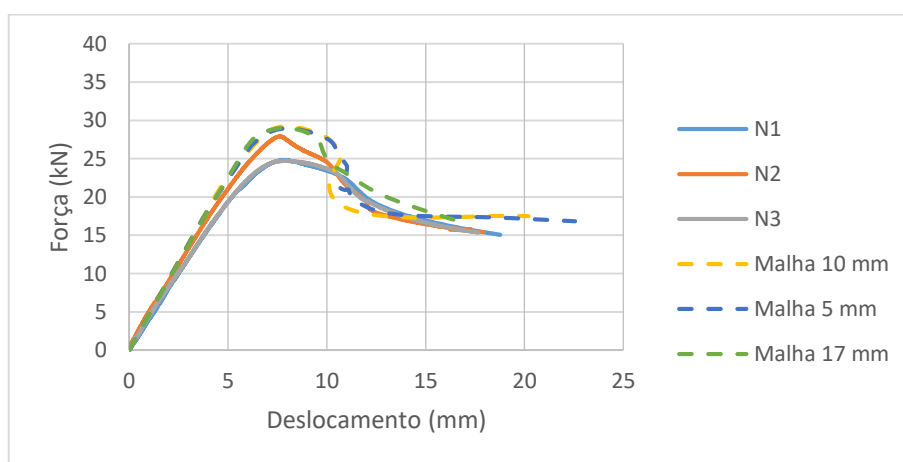


Figura 5.16 Secção CLB 120 sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão.



Tabela 5.6 Secção CLB 120 sujeita a flexão negativa: Força máxima e média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio da secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	28,93	8,01
Malha 10 mm	28,98	8,58
Malha 17 mm	29,03	7,93
Média dos ensaios	25,82	7,98
Erro (%)	10,92	2,40

Os modos de instabilidade observados no modelo numérico e nos ensaios experimentais são bastante semelhantes, como é possível verificar na Figura 5.17. É evidente o deslocamento das almas durante o ensaio como no modelo numérico. A abertura de uma das almas e a formação de um vinco num dos banzos comprimidos são evidentes.

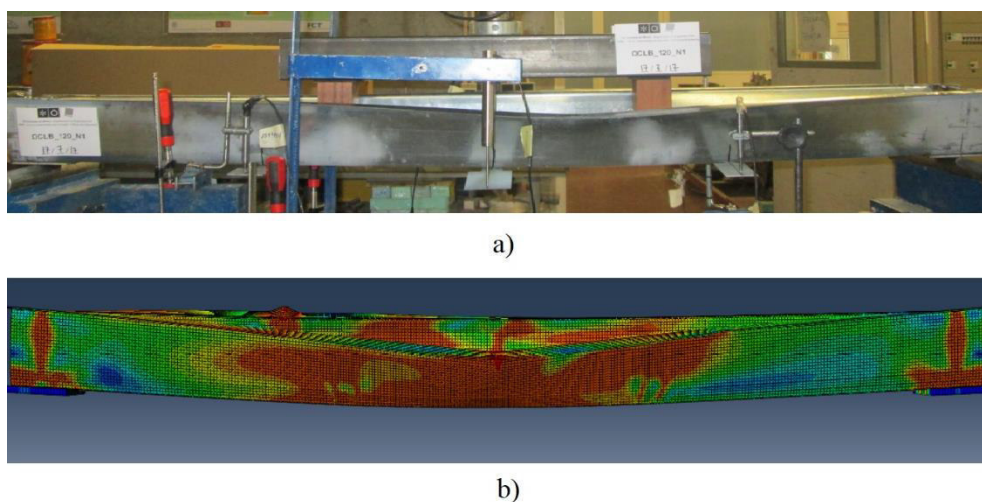


Figura 5.17 Secção CLB 120 sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao ensaio experimental e b) ao modelo numérico.

- CLB com altura de 160 mm

A Figura 5.18 contém as curvas que relacionam força e deformação vertical na secção a meio vão, provenientes dos ensaios experimentais (Capítulo 4) e as mesmas curvas resultado das simulações numéricas obtidas segundo os modelos desenvolvidos no *software Abaqus/Standard* versão 2011. Para as secções CLB 160 submetidas a esforços de flexão negativa, as curvas numéricas de força e deformação são as que mais se afastam dos



resultados obtidos nos ensaios experimentais. As duas malhas analisadas apresentam uma carga máxima ligeiramente superior à que foi verificada na campanha experimental e, também, uma rigidez até a cedência superior. Como é possível verificar Figura 5.18, a carga máxima é atingida para deslocamentos menores nos modelos numéricos que o registado experimentalmente. Na Tabela 5.4 apresenta-se o resumo dos principais dados obtidos pelas curvas força e deformação vertical, da secção em estudo, para as simulações numéricas e ensaios experimentais, bem como, o erro associado a esses dados.

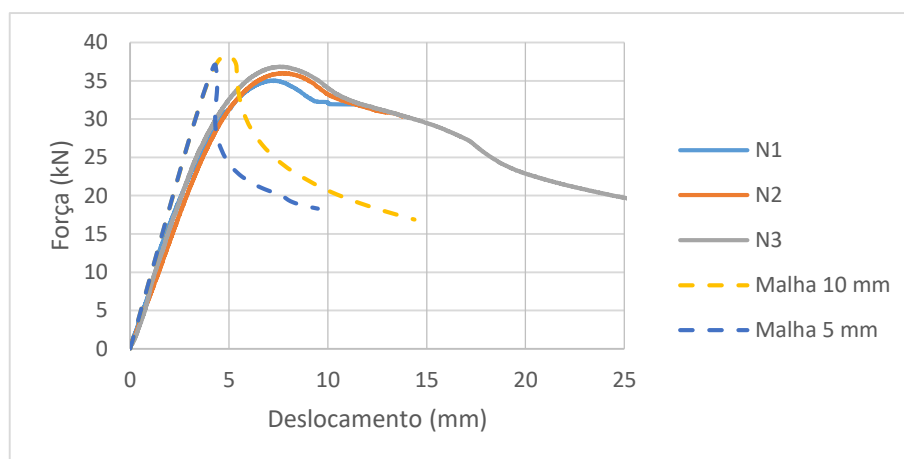


Figura 5.18 Secção CLB 160 sujeita a flexão negativa: relação força/deformação na secção de meio vão.

Tabela 5.7 Secção CLB 160 sujeita a flexão negativa: Força máxima, média dos deslocamentos na secção a 1/2 vão diferentes malhas.

	Força máxima (kN)	Deslocamento médio da secção 1/2 vão (mm)
Malha 5 mm	37,11	4,03
Malha 10 mm	38,26	4,72
Média dos ensaios	35,97	9,02
Erro (%)	4,56	51,49

Apesar de os gráficos força e deformação vertical não manterem uma estrutura semelhante, o mesmo não se poderá dizer do modo de instabilidade associado à rotura. Como é possível observar na figura Figura 5.19 os modos de instabilidade são bastante semelhantes. Verifica-se que tanto nos modelos numéricos como nos ensaios da campanha experimental a translação das almas e rotação dos elementos que compõem a secção transversal.

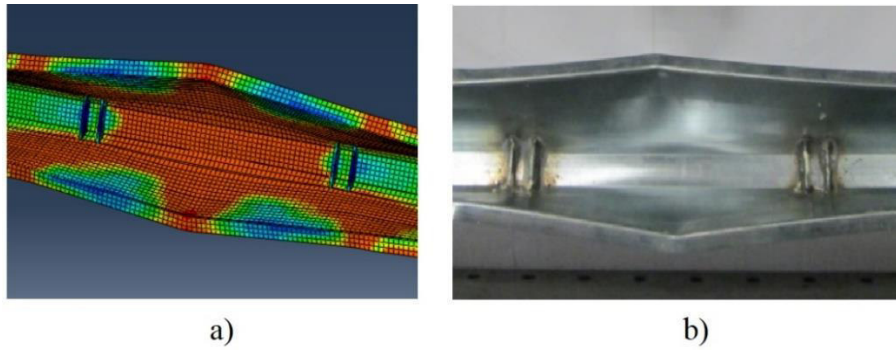


Figura 5.19 Secção CLB 160 sujeito a flexão negativa: modos de instabilidade associados a) ao modelo numérico e b) ao ensaio experimental.

## 6.1 Considerações finais

O objetivo principal do presente trabalho consistiu fundamentalmente em compreender o comportamento estrutural de perfis enformados a frio com secção transversal tipo  $\Omega$ , quando estes são sujeitos a esforços de flexão. Nesse sentido, o trabalho desenvolvido dividiu-se por três vertentes que são diferentes mas complementares entre si, ou seja, uma análise analítica, uma análise experimental e uma análise numérica. Deste modo, entendeu-se relevante avaliar a influência de diversas configurações da secção transversal do tipo  $\Omega$ , nas mesmas condições de carregamento.

Na abordagem analítica, utilizou-se o *software Microsoft Excel* onde se desenvolveu uma ferramenta que permite automatizar o processo de cálculo de secções transversais do tipo  $\Omega$ . Esta ferramenta é capaz de determinar as características mecânicas de secções transversais do tipo  $\Omega$ , sendo aplicável às seguintes tipologias:  $\Omega$  90° (secção tipo “hat”),  $\Omega$  90° AR (secção tipo “hat” com banzo inferior reforçado e  $\Omega$  100° (secção tipo “hat” com almas inclinadas). Com as ferramentas desenvolvidas em *Microsoft Excel*, é possível determinar a capacidade resistente da secção para os seguintes tipos de esforços: compressão, flexão e esforço transversal. Com base na utilização da ferramenta desenvolvida foi possível retirar as seguintes conclusões:

- No que toca a esforços de compressão, as secções transversais de todos os perfis analisados sofreram uma redução de secção, ou seja, a área efetiva,  $A_{eff}$ , é inferior à área bruta,  $A$ . Os principais elementos que contribuíram para a redução da área efetiva foram as almas dos perfis.
- Em relação aos esforços de flexão, todos os perfis analisados sofreram uma redução de secção. No entanto, esta foi menos acentuada do que a que se verificou sob esforços de compressão. Neste caso, os principais elementos das secções transversais que contribuíram para a redução da área efetiva foram os banzos dos perfis.
- É de destacar que para todos os perfis sujeitos a esforços de flexão positiva (segundo o eixo  $yy$  ou eixo perpendicular ao eixo de simetria) não existe redução da espessura de qualquer elemento que compõem a secção transversal.
- Para esforços de compressão e flexão, constata-se que o perfil que apresenta maior capacidade resistente é o perfil com secção transversal tipo  $\Omega$  90° AR, uma vez que, é

aquele que apresenta maior área bruta e, com base na sequência de cálculos adotada, é a secção que apresenta maior área efetiva.

- No que se refere aos perfis  $\Omega 90^\circ$  e  $\Omega 100^\circ$ , para esforços de compressão, o segundo apresenta maior área bruta que o primeiro, no entanto, através a configuração de cálculos adotada o perfil  $\Omega 90^\circ$  apresenta maior área efetiva do que o perfil  $\Omega 100^\circ$ . Neste sentido, o perfil  $\Omega 90^\circ$  apresenta maior capacidade resistente à compressão do que o perfil  $\Omega 100^\circ$ .
- Para esforços de flexão segundo o eixo yy positivo, ou seja, eixo perpendicular ao eixo de simetria, os perfis  $\Omega 90^\circ$  e  $\Omega 100^\circ$  apresentam praticamente a mesma resistência. Para a flexão negativa o perfil  $\Omega 100^\circ$  destaca-se ligeiramente, no entanto, a diferença do valor da capacidade resistente à flexão não chega a ultrapassar 1 kN.m.
- Na análise dos resultados para esforços à flexão segundo o eixo zz, ou seja, segundo o eixo paralelo ao eixo de simetria, o perfil  $\Omega 90^\circ$  AR é o que apresenta maior capacidade resistente, pois é o perfil que apresenta maior área bruta e também maior área efetiva.
- Para os perfis  $\Omega 90^\circ$  e  $\Omega 100^\circ$ , para esforços segundo o eixo zz (perpendicular ao eixo de simetria), o segundo apresenta maior capacidade de carga que o primeiro.
- Em relação ao esforço transversal o perfil  $\Omega 100^\circ$  destaca-se ligeiramente em relação aos perfis  $\Omega 90^\circ$  e  $\Omega 90^\circ$  AR, no entanto, o valor da capacidade resistente ao esforço transversal não chega a ultrapassar 1 kN.

Na campanha experimental analisou-se o comportamento estrutural de perfis enformados a frio com secção transversal em  $\Omega$  quando sujeitos a flexão positiva e a flexão negativa segundo o eixo yy, que é o eixo baricêntrico perpendicular ao eixo de simetria do perfil. Da campanha realizada pode destacar-se o seguinte:

- Os modos de instabilidade predominantes nos ensaios à flexão positiva foram instabilidade local de placa. Para os ensaios à flexão negativa os modos mais preponderantes foram os modos de instabilidade distorcional. Os modos de instabilidade surgem da interpretação do autor.
- Comparando a carga máxima obtida nos ensaios experimentais com valores de carga máxima previstos pelas ferramentas verificou-se que os ensaios dos provetes com secção transversal em  $\Omega 90^\circ$  e  $\Omega 90^\circ$  AR apresentam um valor superior ao previsto – como era de esperar –, que em média os valores varia entre os 4 e os 7 kN. Para secção  $\Omega 100^\circ$  a diferença foi mínima, ou seja, a carga máxima prevista foi igual à que se mediu na campanha experimental..
- Constata-se que todos os perfis são mais eficientes à flexão positiva do que à flexão negativa segundo o eixo yy. Ao contrário dos restantes casos, a tipologia  $\Omega 90^\circ$  AR apresenta um comportamento, em termos de carga máxima, muito semelhante quer os

esforços sejam de flexão positiva, quer sejam de flexão negativa o que pode representar uma vantagem em muitas utilizações.

- Ainda relativamente à carga máxima, como era de esperar a tipologia CLB 160 apresentou a capacidade de carga mais elevada para flexão positiva. O mesmo perfil para esforços de flexão negativa surpreendeu, uma vez que, a capacidade de carga não se destacou de forma tão evidente. A tipologia  $\Omega$  90° AR submetida a esforços de flexão negativa apresenta praticamente a mesma capacidade resistente que o perfil CLB 160 para o mesmo tipo de esforço.
- Verificou-se que os coeficientes de variação para as cargas máximas e respetivos deslocamentos foram mais elevados nos ensaios de flexão negativa do que nos ensaios de flexão positiva. Daqui se poderá concluir que a metodologia adotada pode não ter sido adequada para determinar capacidade máxima de carga e deslocamentos para esforços de flexão negativa.
- Convém referir que se constatarem diferenças entre as inércias analíticas e as inércias experimentais obtidas em regime elástico. Esta diferença foi mais acentuada nos ensaios com os provetes sujeitos a flexão negativa.

As simulações numéricas dos perfis metálicos enformados a frio com secção tipo  $\Omega$  sujeitos a esforços de flexão foram desenvolvidas recorrendo ao *software Abaqus/Standard* versão 2011. Os modelos desenvolvidos no programa *Abaqus* referem-se às tipologias seguintes:  $\Omega$  90° AR, CLB 120 e CLB 160. Nos modelos desenvolvidos adotou-se uma espessura de 1,92 mm, em coerência com as medições efetuadas nos provetes ensaiados e não se tiveram em consideração nem imperfeições geométricas nem tensões residuais.

- Conclui-se que os modelos numéricos desenvolvidos são adequados para determinar o valor da carga máxima, uma vez que, o erro obtido não chega a ultrapassar os 11%. Para esforços de flexão positiva, quando se comparam a carga máxima observada experimentalmente e a carga obtida pelo modelo numérico relativas ao perfil CLB 120, verifica-se que o erro não excede os 0,5%.
- A tipologia que apresentou maior erro em relação à carga máxima para esforços de flexão negativa segundo o eixo yy, ou seja, eixo perpendicular ao eixo de simetria foi a secção CLB 120 com um erro de 10,9%.
- No que se refere a deslocamentos, os valores de deformação obtidos pelos modelos numéricos, até à carga máxima, diferiram dos valores registados experimentalmente num intervalo entre os 7 e os 51%.
- As curvas que relacionam força e deslocamento, registadas durante a campanha experimental e obtidas com os modelos numéricos apresentam uma forma muito semelhante. Há, contudo, uma exceção, que é a tipologia CLB 160 que quando sujeita a flexão negativa, apresentou curvas força/deslocamento com desenvolvimentos

distintos. Na prática, constatou-se uma perda de carga experimental menos acentuada que a que foi obtida numericamente.

- Constatou-se que a maioria dos modelos numéricos apresenta uma deformação menor do que os modelos experimentais até se atingir a carga máxima.
- No que se refere aos modos de instabilidade, verificou-se que os modelos numéricos permitem obter de forma rigorosa o comportamento da estrutura. De acordo com os modelos numéricos desenvolvidos, observa-se uma grande coerência entre os modos de instabilidade obtidos na campanha experimental e nos modelos numéricos.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

No âmbito dos assuntos abordados nesta dissertação considera-se que seria muito relevante abordar os aspetos que a seguir se descrevem, de modo a complementar e alargar as conclusões já estabelecidas:

- A validação da ferramenta deverá ser mais alargada, de modo a confirmar todas as expressões adotadas. Nomeadamente, através de novos ensaios e simulações numéricas com as mesmas secções transversais, mas com dimensões diferentes.
- Proceder a realização de novas campanhas experimentais, no entanto, mais direcionada para validação da ferramenta de cálculo analítico para esforços de compressão axial, esforço de corte e flexão segundo o eixo de simetria dos perfis com secção transversal tipo  $\Omega$ .
- Estudar e complementar as ferramentas de cálculo desenvolvidas para várias combinações de esforços.
- Aproveitar as ferramentas de cálculo analítico desenvolvidas nesta dissertação e em outras dissertações, nomeadamente, Martins (2012) e Gonçalves (2013) e criar uma aplicação única numa linguagem de programação.
- Melhorar os modelos numéricos, ou seja, maximizar e aproximar o melhor possível o comportamento dos modelos ao verificado experimentalmente. Isto poderá ser conseguido fazendo um estudo paramétrico mais aprofundado e considerar as imperfeições geométricas no modelo.
- Nos modelos numéricos considerar os efeitos das imperfeições geométricas e das tensões residuais e estudar o impacto da sua contabilização.
- Estudar e comparar o processo de dimensionamento dos perfis com secção transversal tipo  $\Omega$  tendo por base outras normas ou regulamentos, como por exemplo as normas canadiana (CAN3-S136-1984), australiana e neozelandesa (AS/NZS4600:1996) e brasileira (NBR 14762).

### Bibliografia

- Abaqus 6.11 (2011). *Abaqus/CAE user's manual*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- Abaqus 6.11 (2011). *Getting started with Abaqus: Interactive edition*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- American Iron and Steel Institute (AISI) (1946). *Specification for the design of light gage steel structural members*. New York.
- Baptista, A. (2014). *Verificação de segurança de perfis de aço enformado a frio com secção em C*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Junho 2014.
- Basaglia, C. & Camotim, D. (2012). *Enhanced generalised beam theory buckling formulation to handle transverse load application effects*. International Journal of Solids and Structures, vol. 50 (2013) 531–547.
- CEN (2002). NPEN 1990, *Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas*. IPQ, Lisboa, 2009.
- CEN (2005), EN 1993-1-1, *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, Brussels, March 2010.
- CEN (2006). EN 1993-1-3, *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary for cold-formed members and sheeting*. European Committee for Standardization, Brussels, October de 2006.
- CEN (2006). NPEN 1993-1-5, *Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas*. IPQ, Lisboa, 2012.
- Dinis, P. & Camotim, D. (2011). *Post-buckling behaviour and strength of cold-formed steel lipped channel columns experiencing distortional/global interaction*. Computers and Structures, Vol. 89, pp. 422-434.
- Dubina, D.; Ungureanu, V. & Landolfo, R. (2012). *Design of cold-formed steel structures*. 1<sup>st</sup> Edition, European Convention for Constructional Steelwork, ECCs.
- ECCS Technical Committee 7 Cold-formed Steel (2008). *Worked examples according to EN 1993-1-3*. 1<sup>st</sup> edition, ECCs-European Convention for Constructional Steelwork.

- Fena, R (2011). *Interação entre instabilidade local e distorcional em colunas de aço enformados a frio de secção em "HAT"*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Dezembro de 2011.
- Gervásio, H. (2008). *A Sustentabilidade do Aço e das Estruturas Metálicas*. Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, São Paulo, Setembro de 2008.
- Ghersi, A.; Landolfo, R. & Mazzolani, F. (2002). *Design of metallic cold-formed. Thin-walled Members*. London and New York: Spon Press Taylor & Francis Group.
- Gonçalves, J. (2013). *Análise do comportamento de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal em C e em Z. Consideração de aberturas na alma e tipo de esforço atuante*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Outubro 2013.
- Hancock, G., Murray, T. & Ellifritt, D. (2001). *Cold-formed steel structures to the AISI specification*. United States: Marcel Dekker.
- Laím, L. (2013). *Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams subjected to fire*. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Agosto de 2013.
- Martins, V. (2012). *Análise do comportamento de perfis metálicos enformados a frio com secção transversal em C e aberturas na alma*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Outubro 2013.
- Narayanan, S. & Mahendran, M. (2003). *Ultimate capacity of innovative cold-formed steel columns*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, pp. 489-508.
- Pham, C. & Hancock, G. (2010). *Numerical simulation of high strength cold-formed purlins in combined bending and shear*. Journal of Constructional Steel Research, 66 (2010) 1205-1217.
- Pinto, A. (2010). *Estabilidade local de perfis de aço enformados a frio*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2010.
- Prola, L. (2001). *Estabilidade local e global de elementos estruturais de aço enformados a frio*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Janeiro de 2001.
- REAE (1986), *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios*. INCM, Lisboa.
- Reis, A. & Camotim, D. (2001). *Estabilidade estrutural*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, McGraw-Hill.



- Ribeiro, D.; Costa, B.; Ramos, L. & Silva, H. (2013). *Formação Robot Structural – Módulo Base*. Projeto Integrado, Elementos de apoio às aulas teórico-práticas, Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Schafer, B. & Pekoz, T. (1997). *Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses*. Journal of Constructional Steel Research, 47 193–210.
- Silvestre, N. & Camotim, D. (2006). *Análise e dimensionamento de estruturas de aço enformadas a frio*. Apontamentos de apoio à disciplina: Análise e Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformadas a Frio, Instituto Superior Técnico, 1ºCurso de Mestrado em Construção Metálica e Mista.
- Simões, R. (2014). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 3ª Edição, Coleção Construção Metálica e Mista, CMM Press, Coimbra, Janeiro de 2014.
- Veríssimo, H. (2008). *Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformados a frio de acordo com o Eurocódigo 3*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2008.
- Yu, W. (2000). *Cold Formed Steel Design*. 3<sup>th</sup> edition, New York: John Wiley & Sons.
- Zeinoddini, V. & Schafer, B (2012). *Simulation of geometric imperfections in cold-formed steel members using spectral representation approach*. Journal of Constructional Steel Research, vol. 60 (2012) 105–117.



## A.1 Anexo Capítulo 3

### A.1.1 Parâmetros de entrada e secção efetiva para as secções $\Omega$ 90° e $\Omega$ 100°

As imagens que em baixo se apresentam (ver Figura A.1 até à Figura A.10) dizem respeito aos parâmetros de entrada da secção bruta e o resultado espectável da secção efetiva para as secções  $\Omega$  90° e  $\Omega$  100°. Para a secção  $\Omega$  90° AR foi demonstrado ao longo do capítulo 3 o raciocínio que leva a determinação das larguras efetivas e dos esforços resistentes. A estratégia para determinar a capacidade resistente das secções  $\Omega$  90° e  $\Omega$  100° é semelhante à secção  $\Omega$  90° AR, no entanto, é necessário ter em conta as particularidades referidas na norma EN 1993-3.

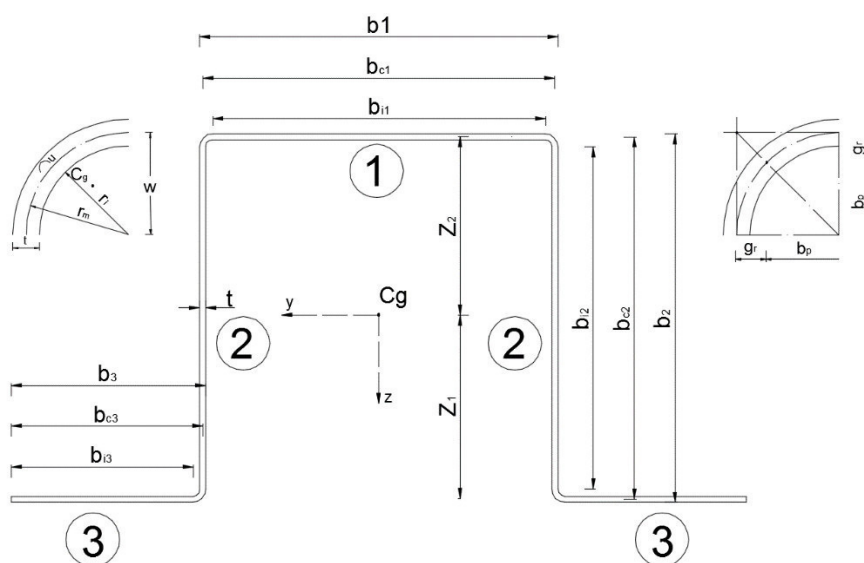


Figura A.1 Parâmetros de entrada secção tipo  $\Omega$  90°.

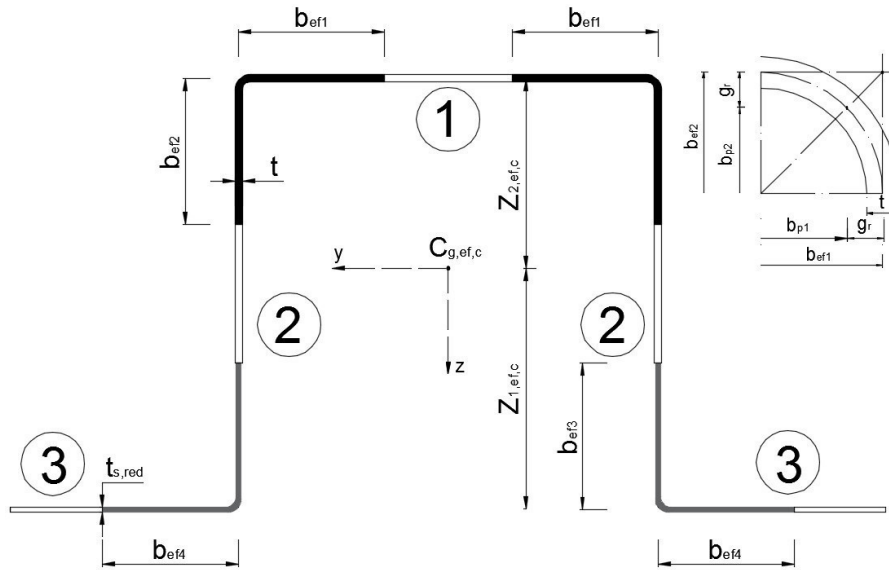


Figura A.2 Secção efetiva tipo  $\Omega$  90° para compressão.

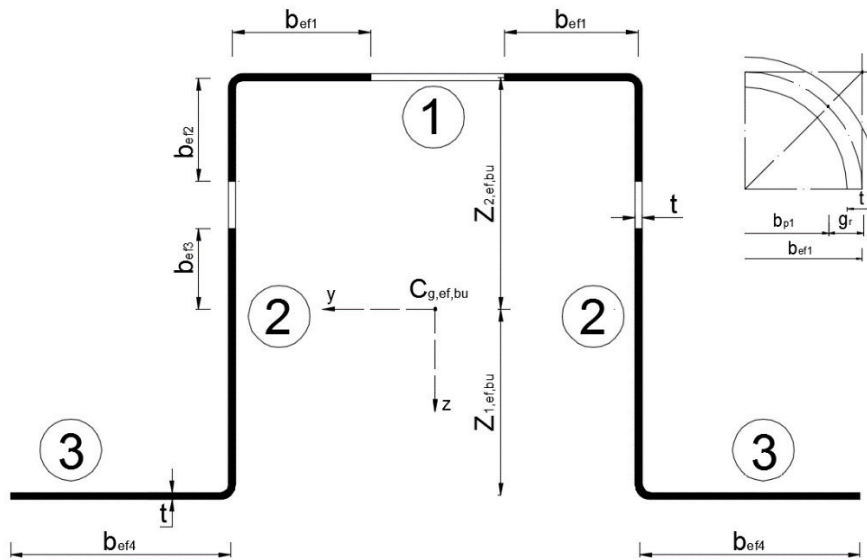


Figura A.3 Secção efetiva tipo  $\Omega$  90° para flexão positiva em torno do eixo yy.

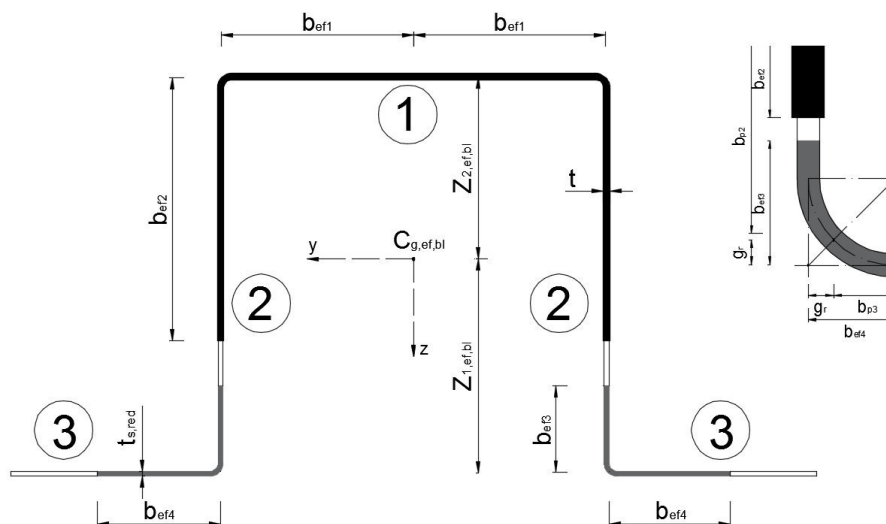


Figura A.4 Secção efetiva tipo  $\Omega$  90° para flexão negativa em torno do eixo yy.

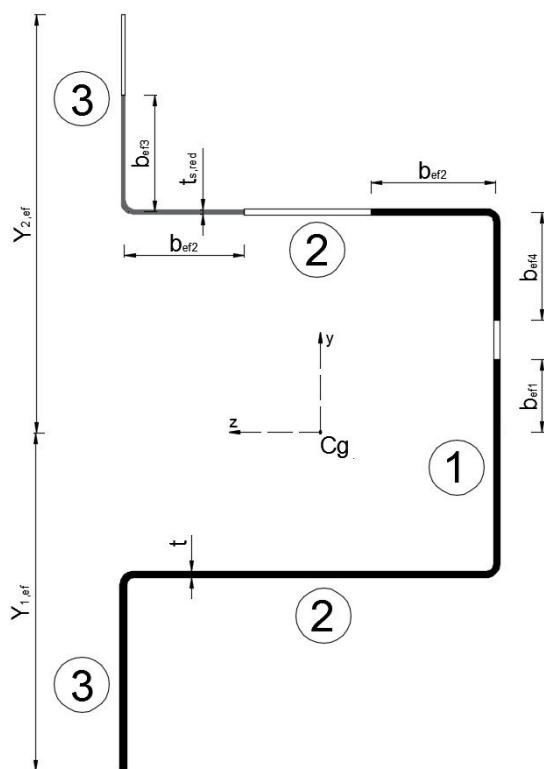


Figura A.5 Secção efetiva tipo  $\Omega$  90° para flexão em torno do eixo zz.

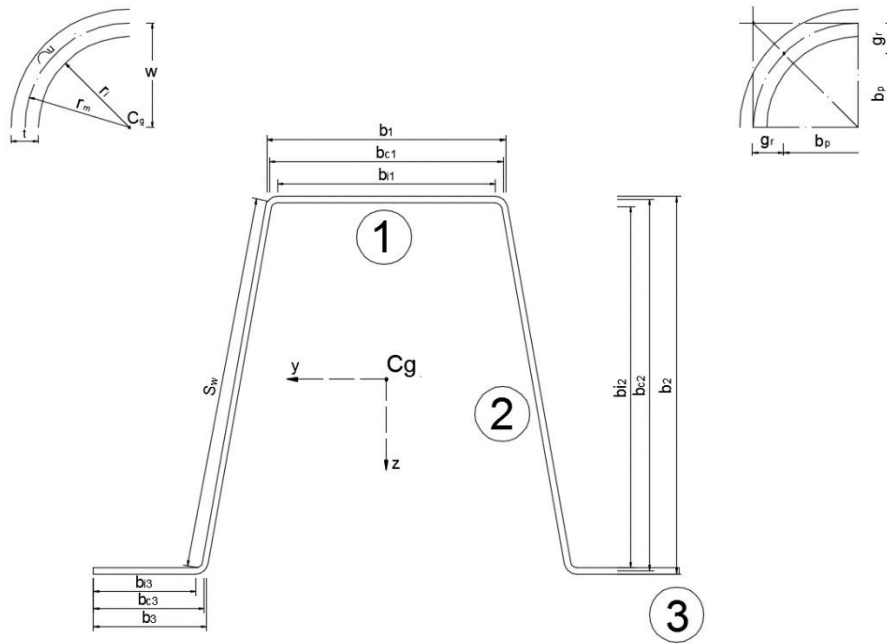


Figura A.6 Parâmetros de entrada secção tipo  $\Omega$  100°.

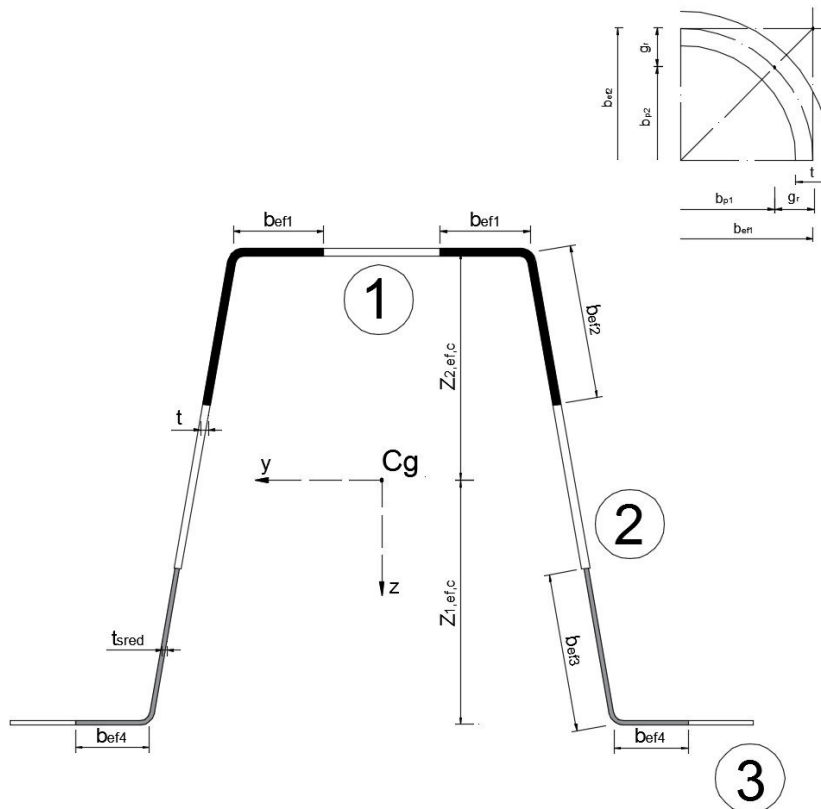
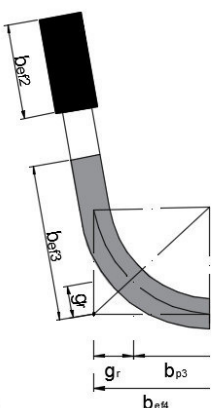
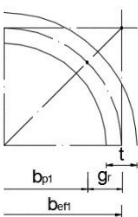


Figura A.7 Secção efetiva tipo  $\Omega$  100° para compressão.



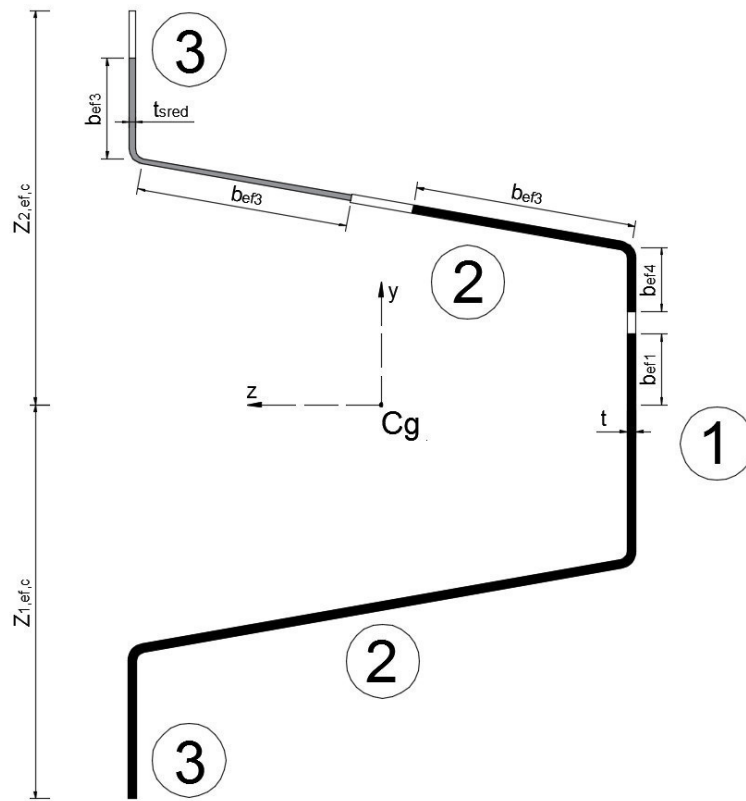


Figura A.10 Seção efetiva tipo  $\Omega$  100° para flexão em torno do eixo zz.

### A.1.2 Largura efetiva e coeficiente de enfunamento

Para determinar as larguras efetivas das secções adotou-se a estratégia preconizada na cláusula 5.5.3.2 da EN 1993-1-3 (Figura A.11). Para o perfil  $\Omega$  90° e  $\Omega$  100° adota-se a estratégia da Figura A.11 a) e para o perfil  $\Omega$  90° AR adota-se a estratégia da Figura A.11 b).

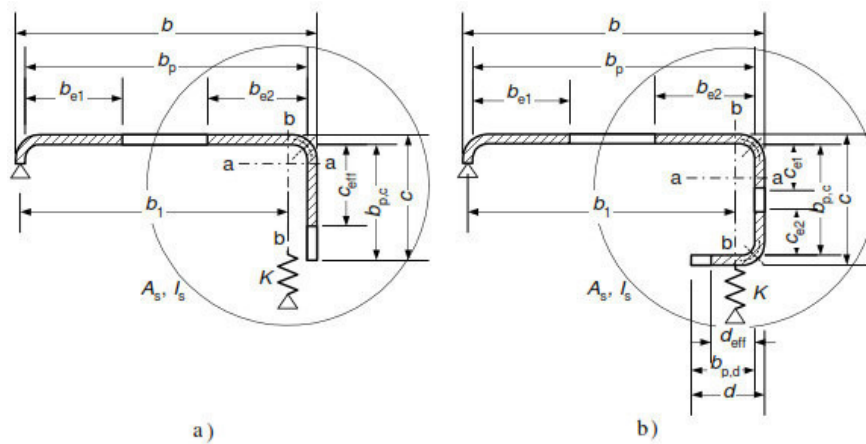


Figura A.11 Larguras efetivas do reforço de bordo: a) reforço de bordo simples e b) reforço de bordo duplo, (EN 1993-1-3, 2006).



Para as secções que não tem reforço de bordo duplo é caso da secção  $\Omega$  90° e  $\Omega$  100°, de acordo com a Capítulo 4.4 da NPEN 1993-1-5, o coeficiente de enfunamento ( $k_\sigma$ ) é dado pelas Tabela A. 1 e Tabela A. 2. O coeficiente de enfunamento para a secção  $\Omega$  90° AR encontra-se descrito no Capítulo 3.

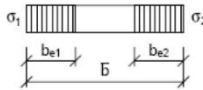
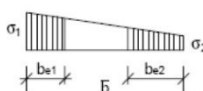
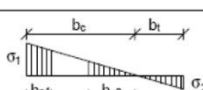
Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>P</sup> width $b_{eff}$		
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi > 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabela A. 1 Expressões para determinar o coeficiente de enfunamento ( $k_\sigma$ ) em função da distribuição de tensões para elementos internos, (NPEN 1993-1-5, 2012).

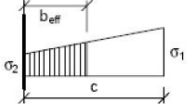
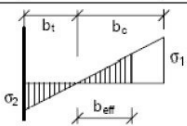
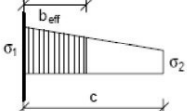
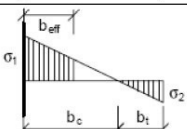
Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>P</sup> width $b_{eff}$			
		$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor $k_\sigma$	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor $k_\sigma$	0.43	$0.578 / (\psi + 0.34)$	1.70	$1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$	23.8

Tabela A. 2 Expressões para determinar o coeficiente de enfunamento ( $k_\sigma$ ) em função da distribuição de tensões para elementos externos, (NPEN 1993-1-5, 2012).

## A.2 Anexo Capítulo 4

### A.2.1 Resultados dos transdutores

Este anexo disponibiliza os gráficos que relacionam o desenvolvimento das deformações verticais, nas secções em estudo, nos pontos onde foram colocados os transdutores com o tempo decorrido nos ensaios.

#### A.2.1.1 Ensaios com os provetes sujeitos a flexão positiva

- $\Omega$  90° com altura 120 mm

Proвете 1

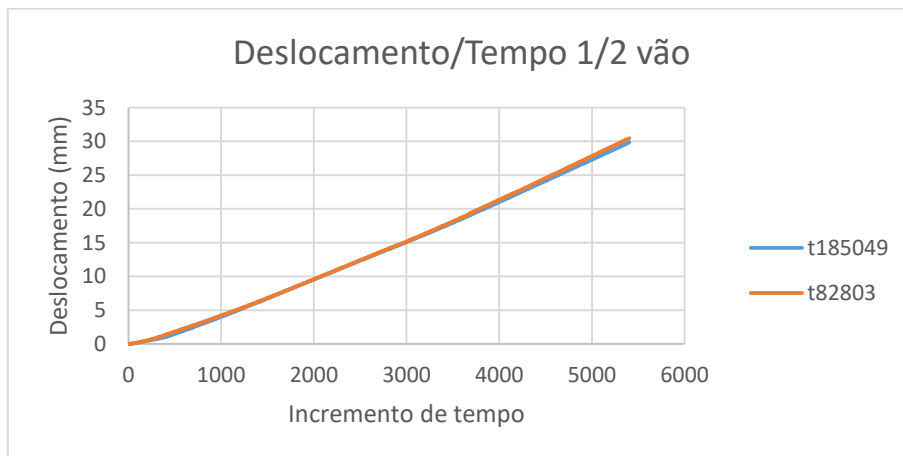


Figura A.12 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_P1).

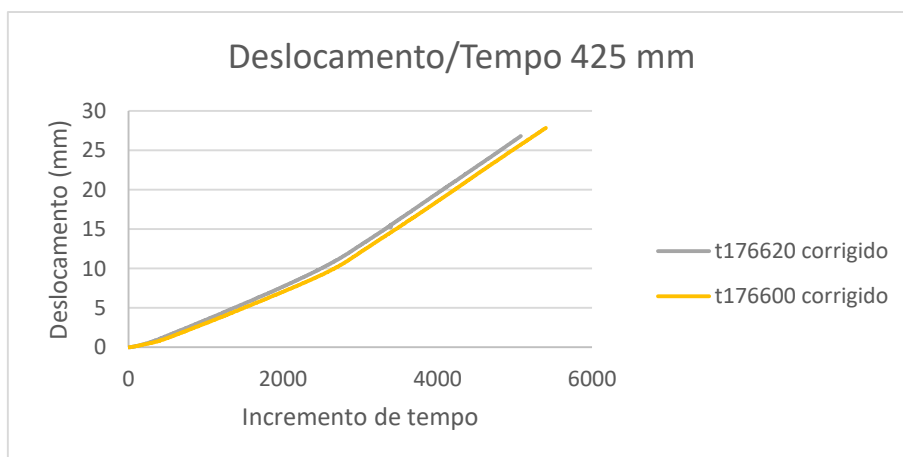


Figura A.13 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_P1).

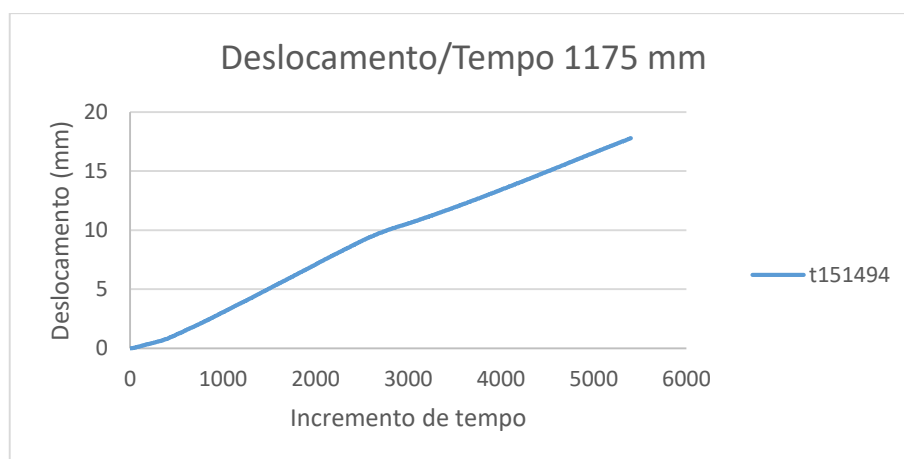


Figura A.14 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm(90\_120\_P1).

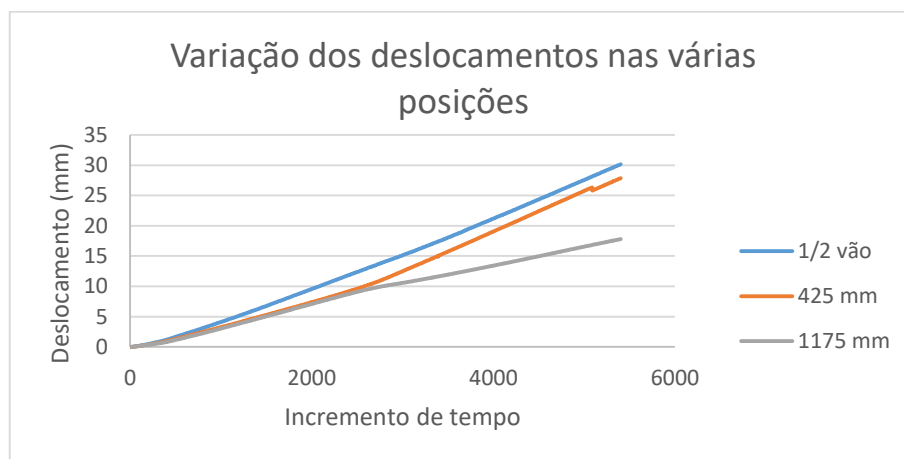


Figura A.15 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções de análise (90\_120\_P1).

Provete 2

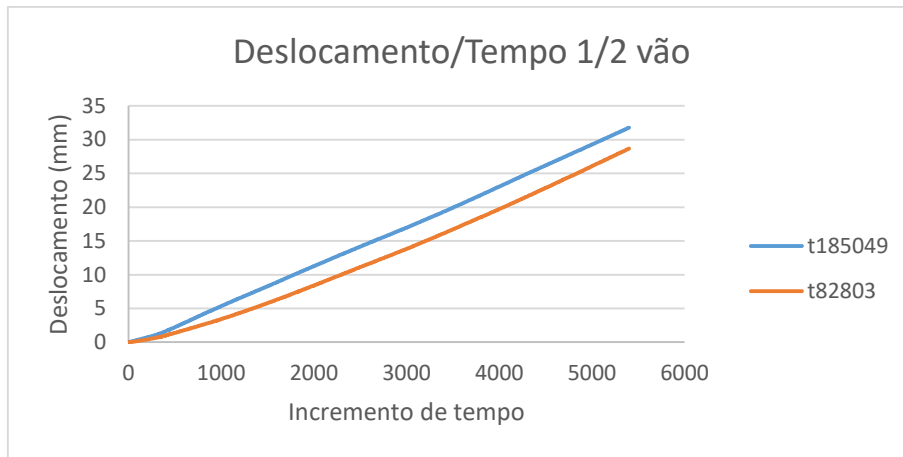


Figura A.16 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_P2).

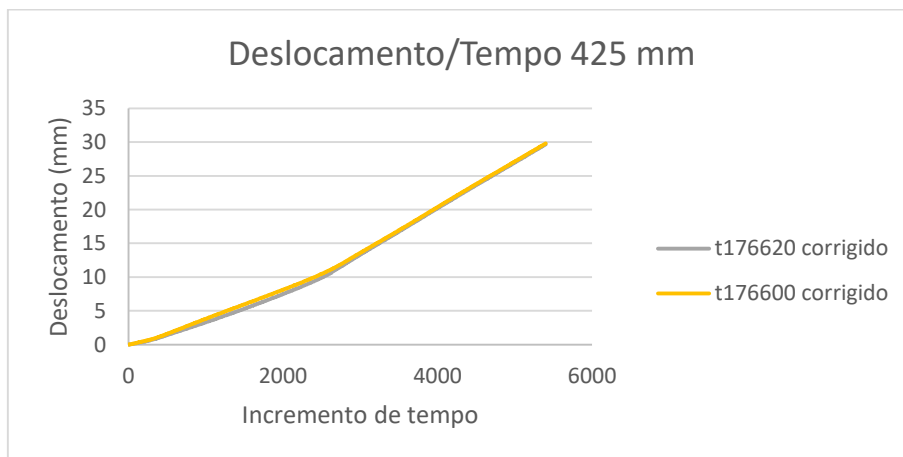


Figura A.17 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_P2).

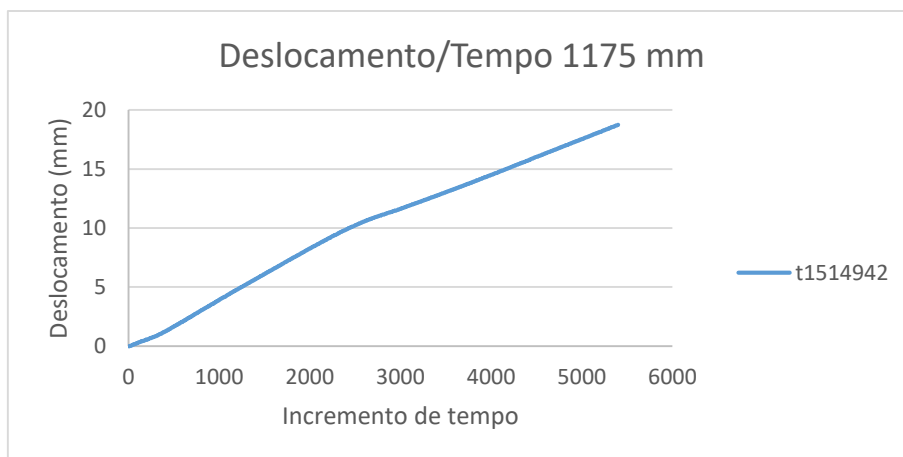


Figura A.18 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90\_120\_P2).

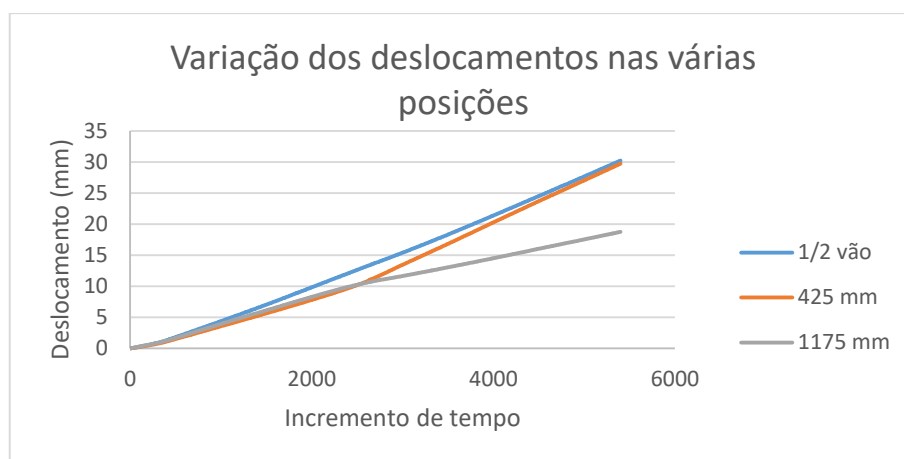


Figura A.19 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções de análise (90\_120\_P2).

### Provete 3

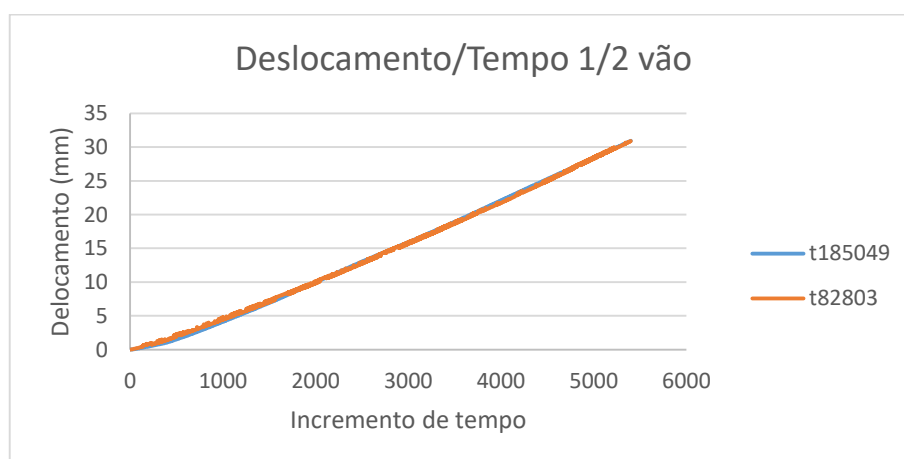


Figura A.20 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_P3)

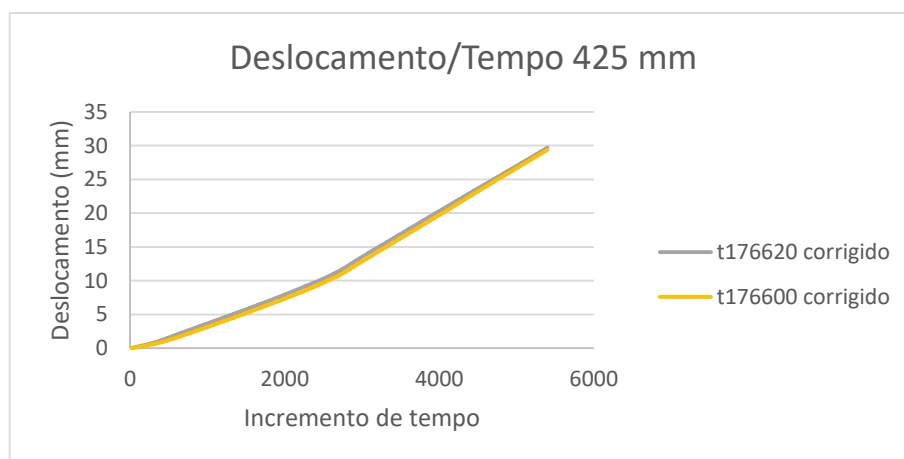


Figura A.21 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_P3).

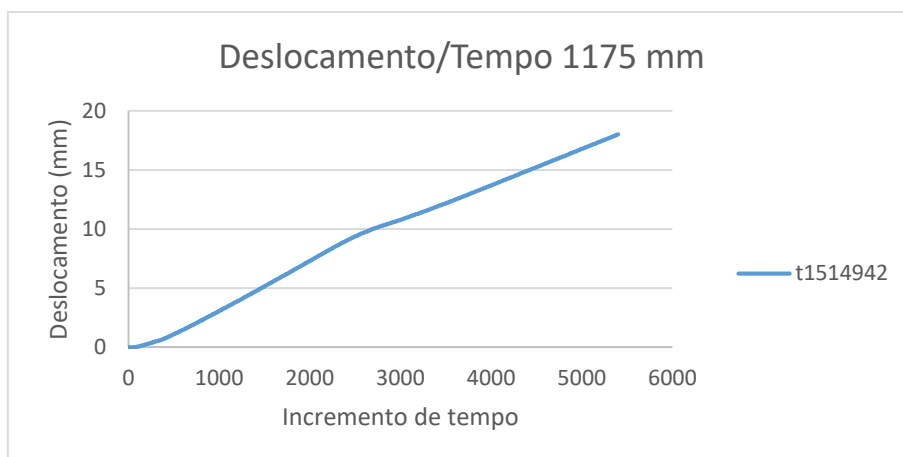


Figura A.22 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90\_120\_P3).

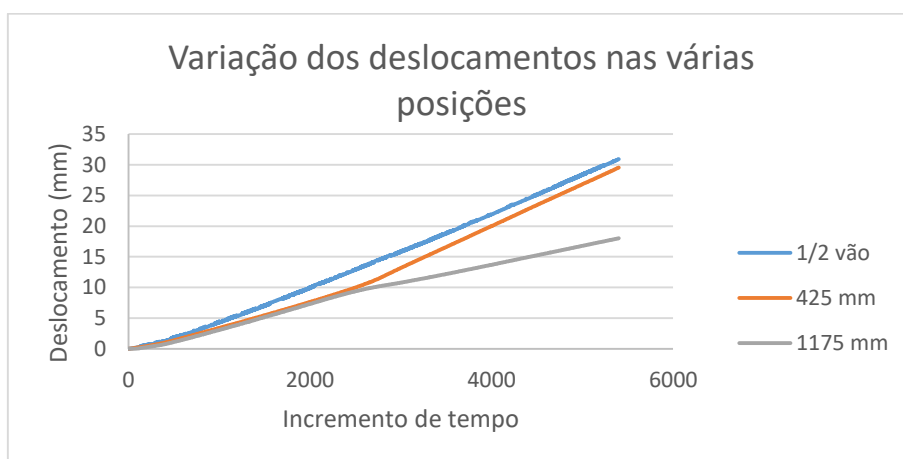


Figura A.23 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90\_120\_P3).

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

Provete 1

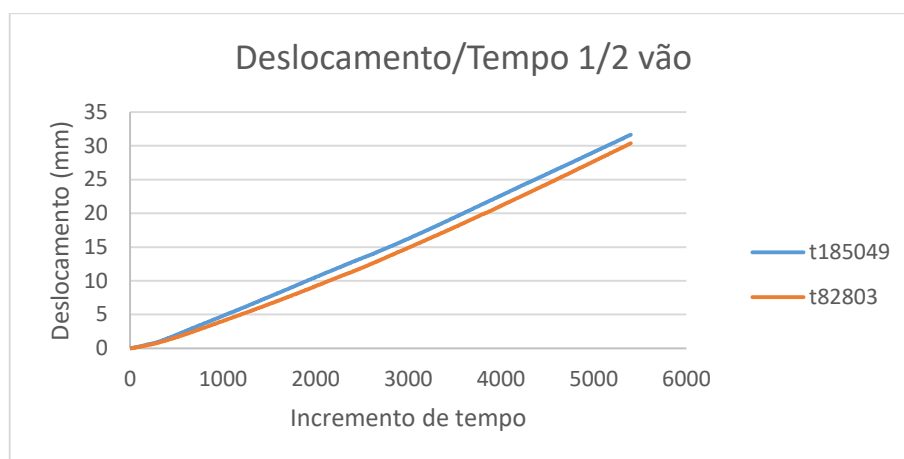


Figura A.24 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_P1).

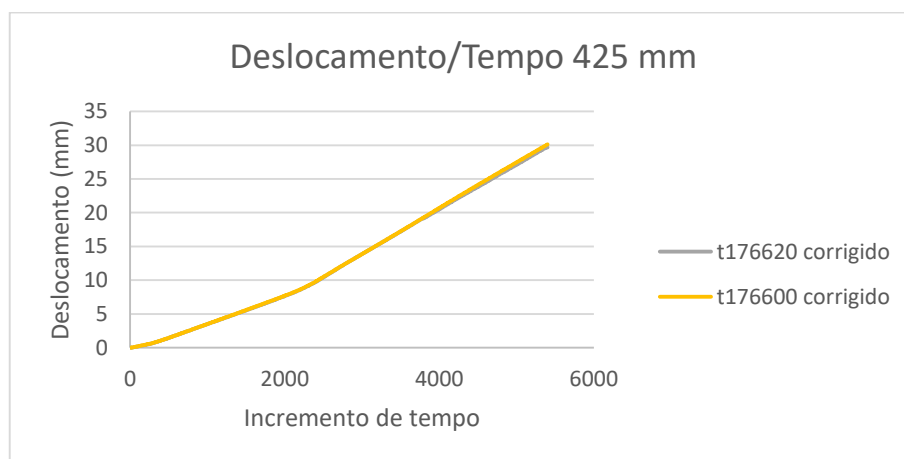


Figura A.25 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_P1).

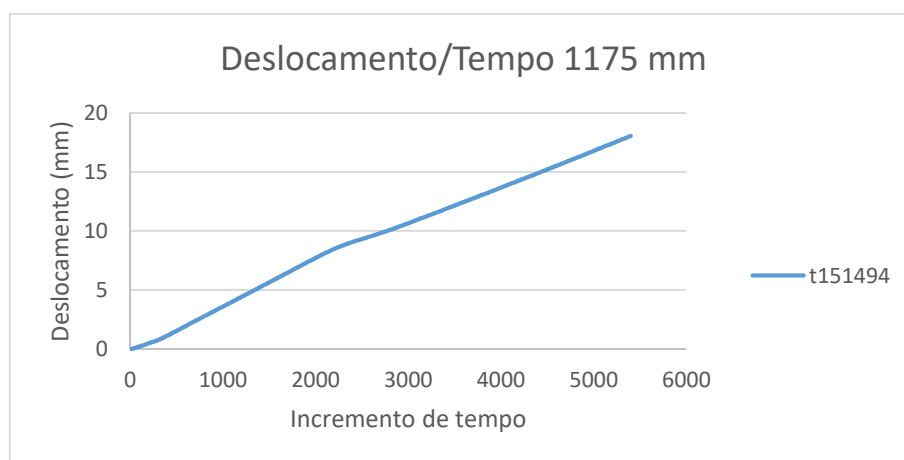


Figura A.26 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_P1).

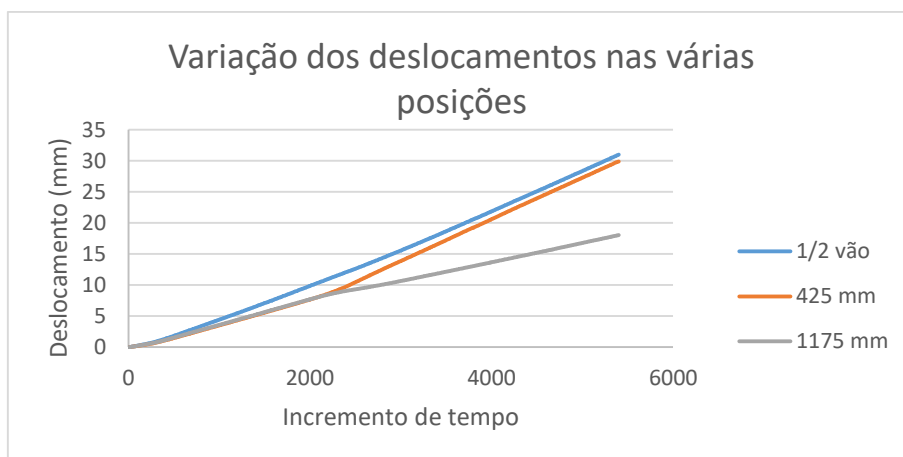


Figura A.27 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_P1).

Provete 2

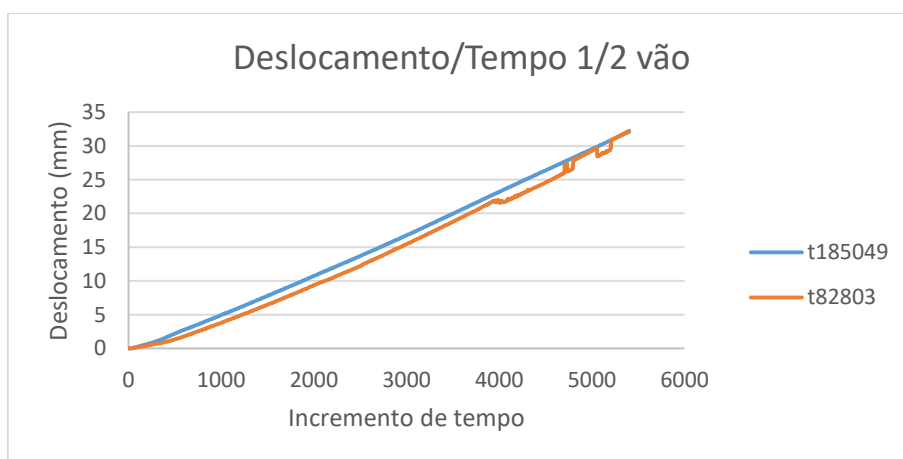


Figura A.28 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_P2).



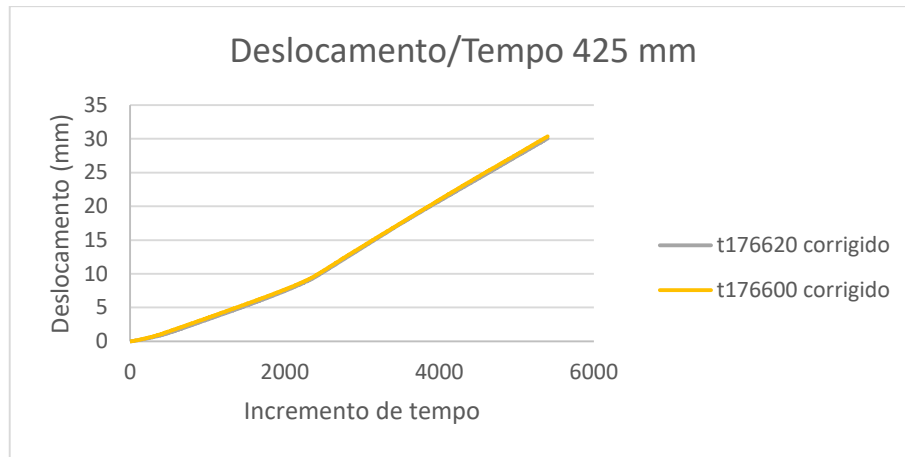


Figura A.29 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_P2).

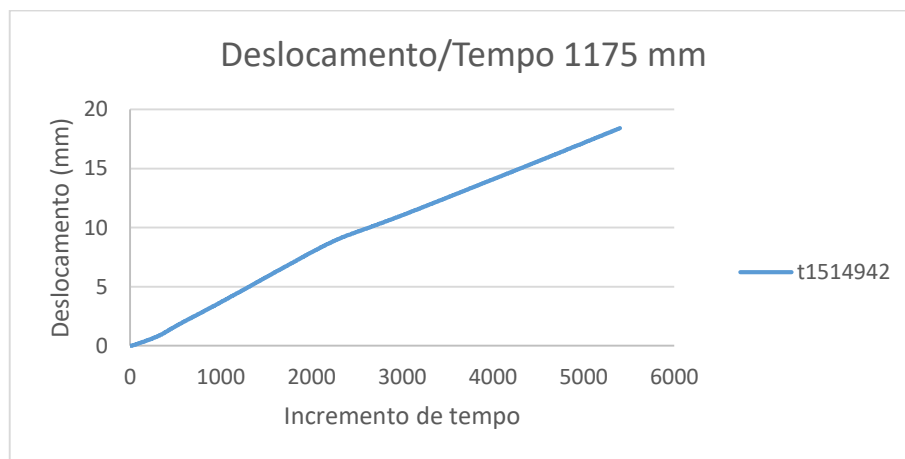


Figura A.30 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_P2).

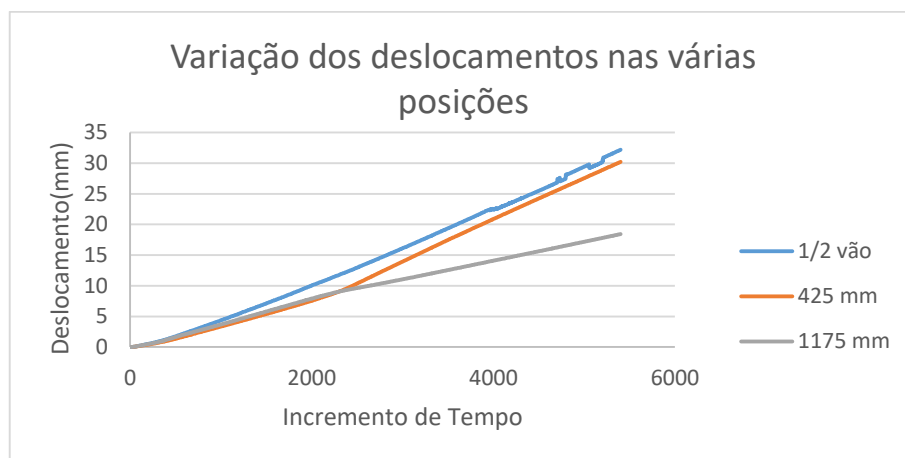


Figura A.31 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_P2).

Provete 3

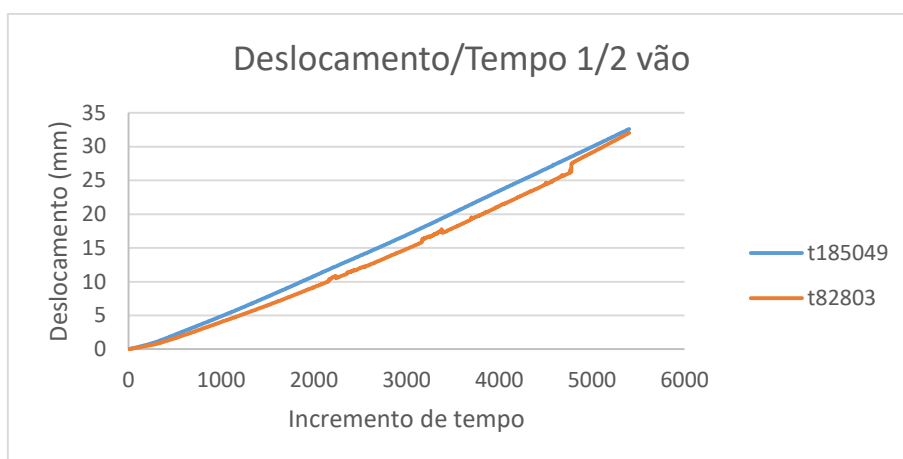


Figura A.32 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_P3).

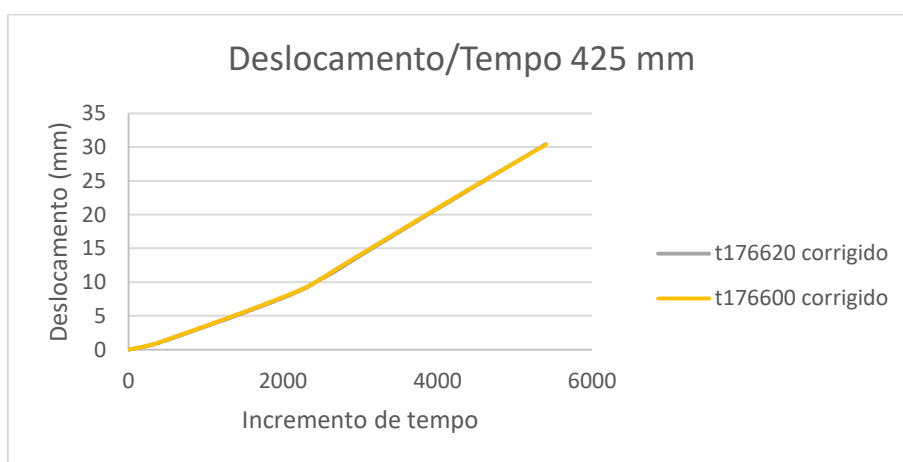


Figura A.33 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_P3).

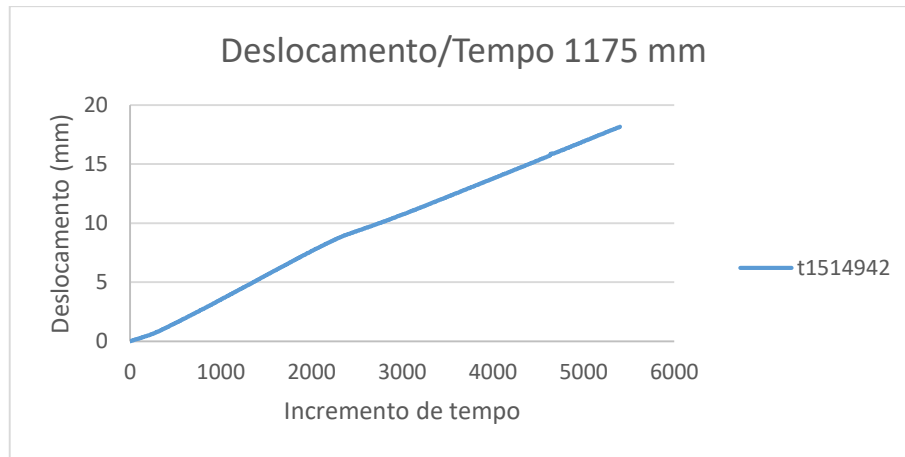


Figura A.34 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_P3).

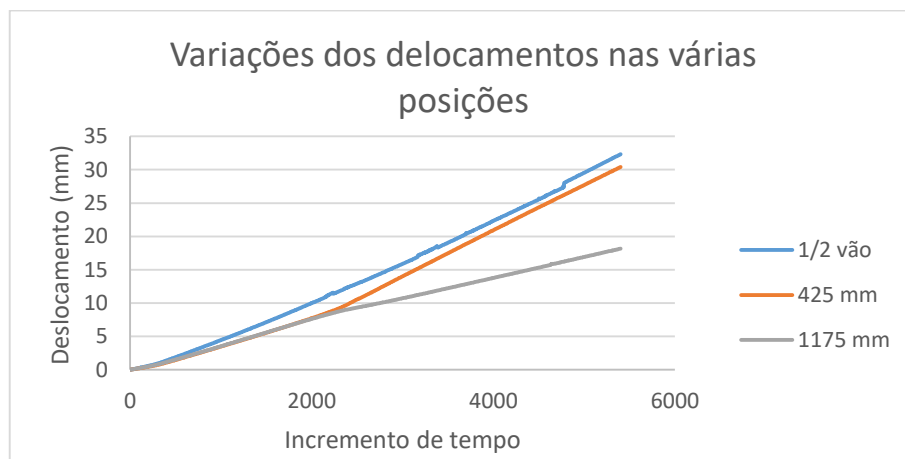


Figura A.35 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_P3).

- $\Omega$  100° com altura 120 mm

Provete 1

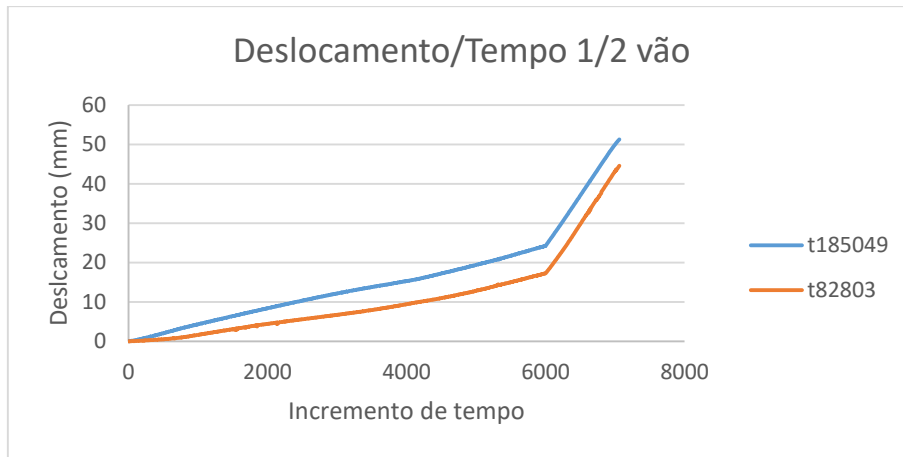


Figura A.36 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_P1).

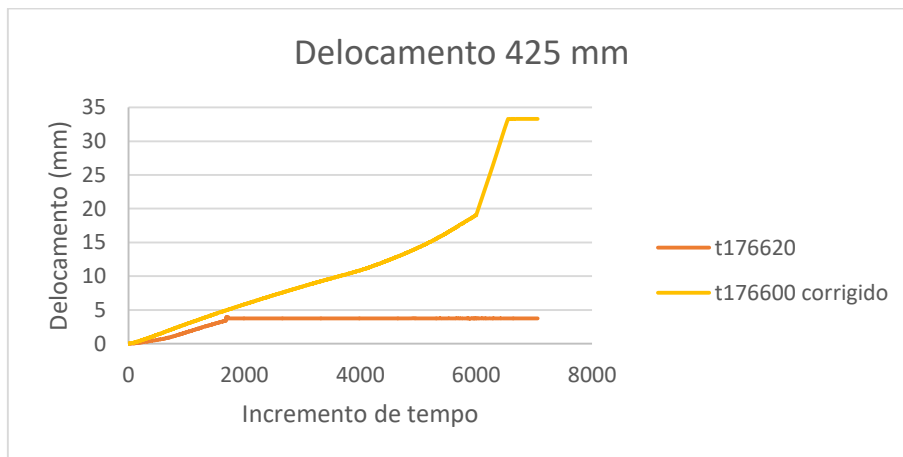


Figura A.37 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_P1).

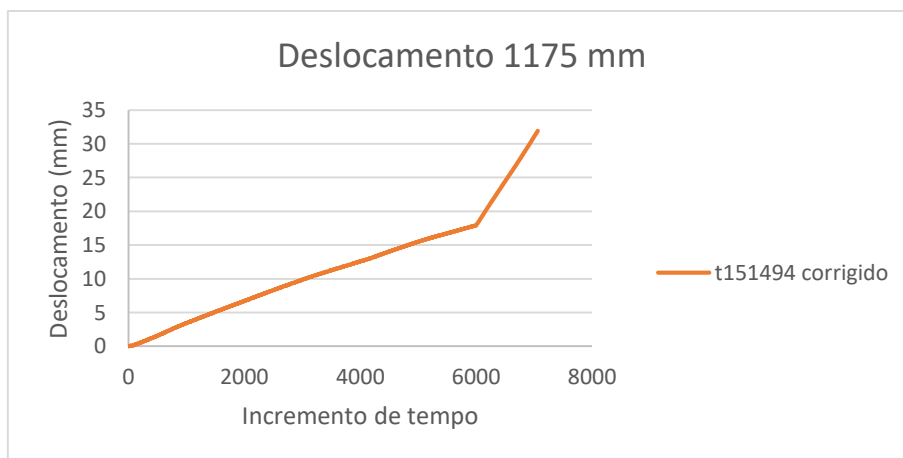


Figura A.38 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_P1).

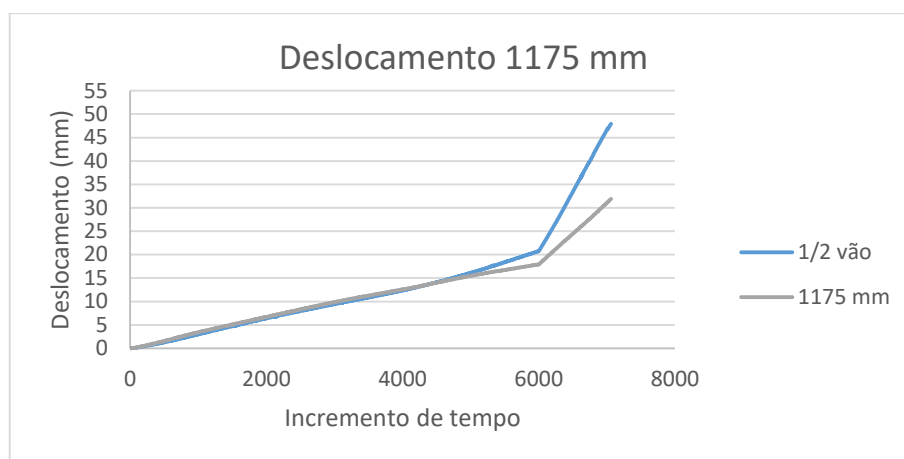


Figura A.39 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_P2).

Provete 2

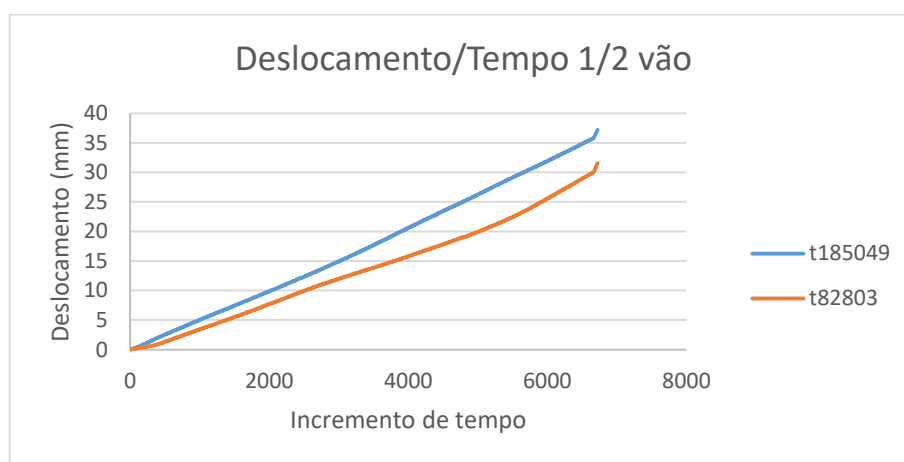


Figura A.40 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_P2).

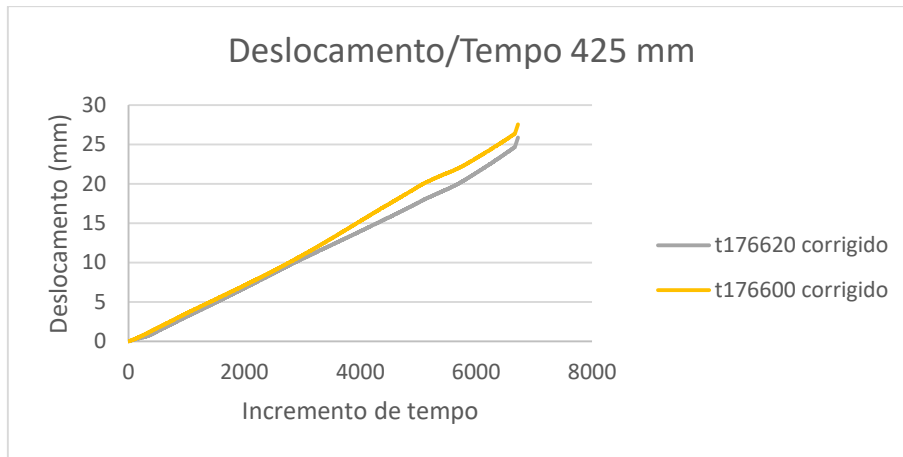


Figura A.41 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_P2).

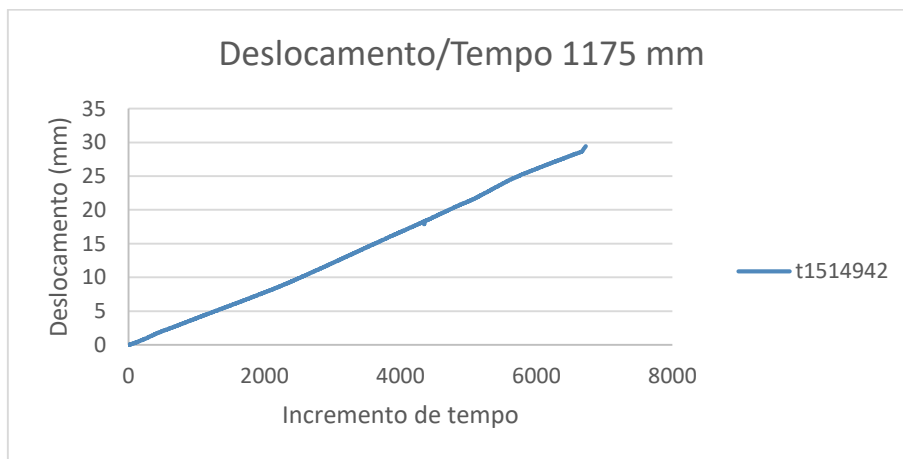


Figura A.42 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_P2).

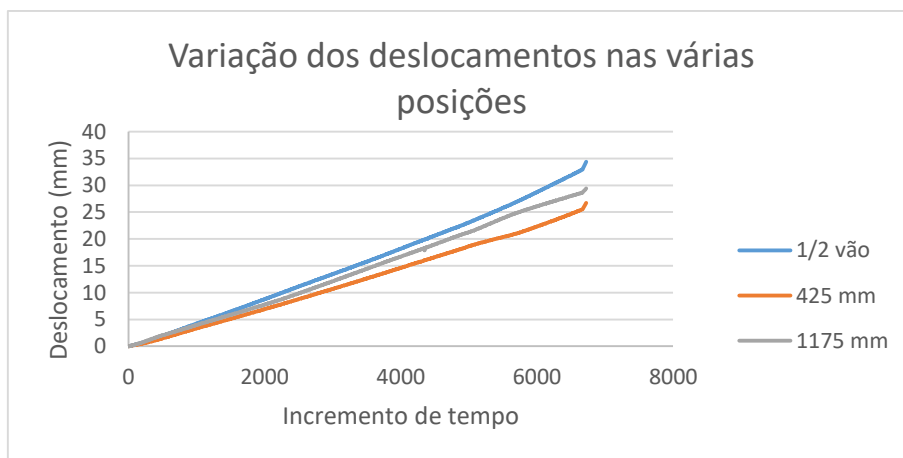


Figura A.43 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_P2).

## Provete 3

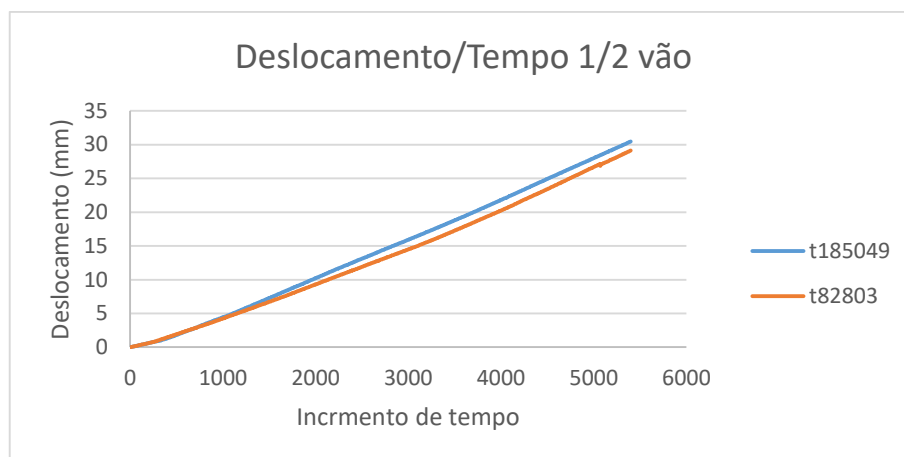


Figura A.44 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_P3).

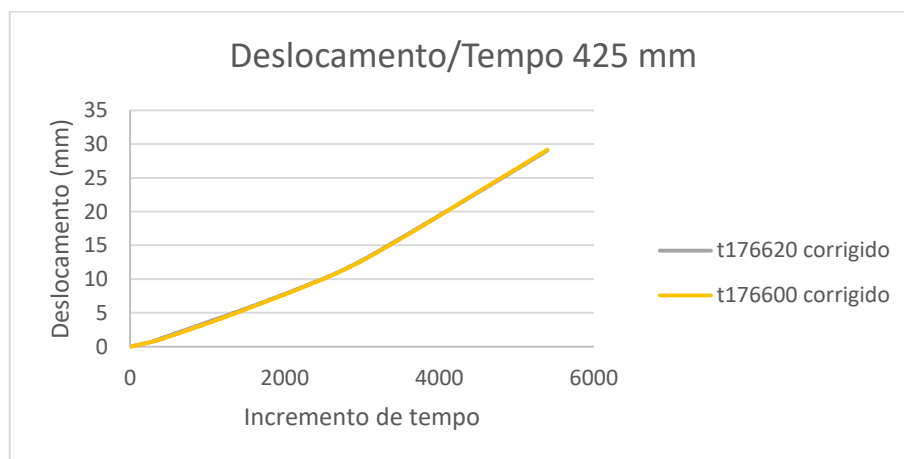


Figura A.45 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_P3).

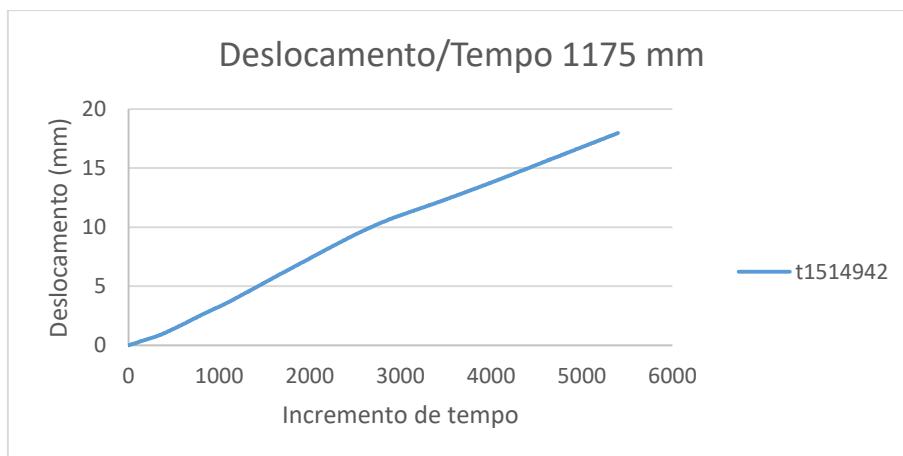


Figura A.46 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_P3).

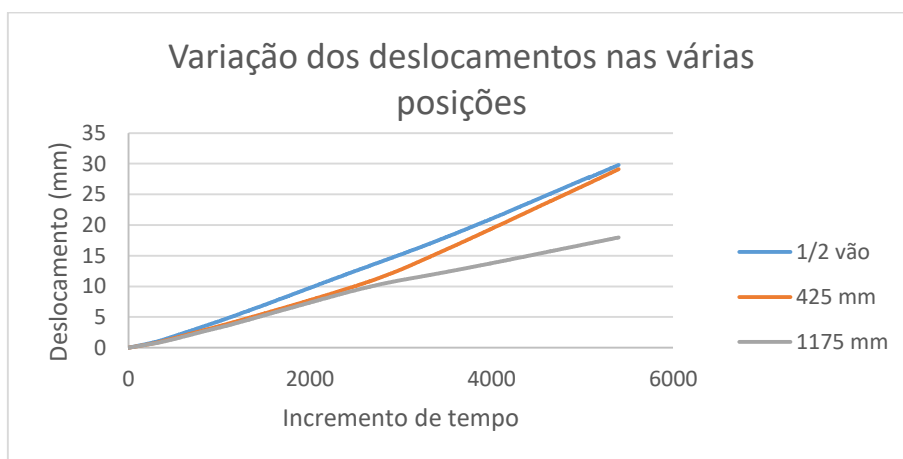


Figura A.47 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_P3).

- CLB com altura 120 mm

Provete 1



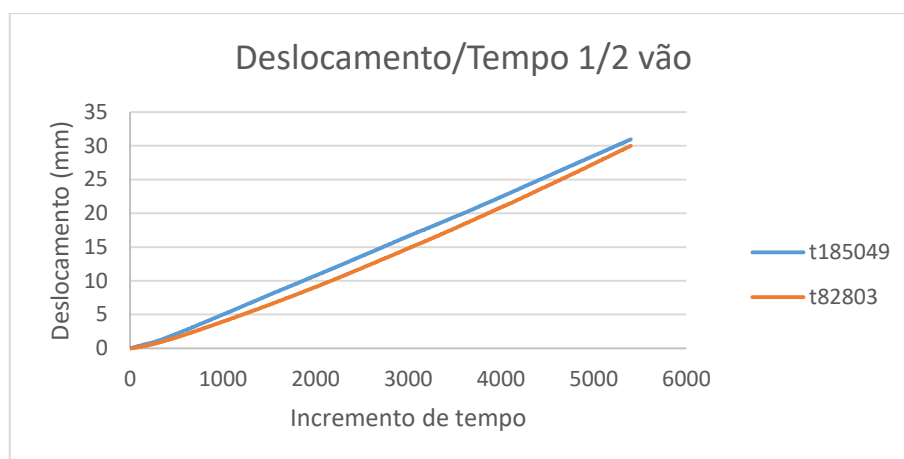


Figura A.48 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_P1).

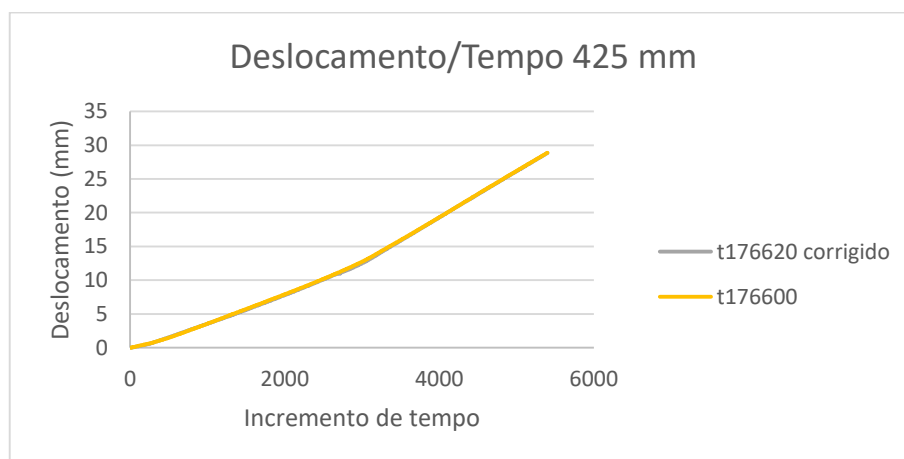


Figura A.49 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_P1).



Figura A.50 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_P1).

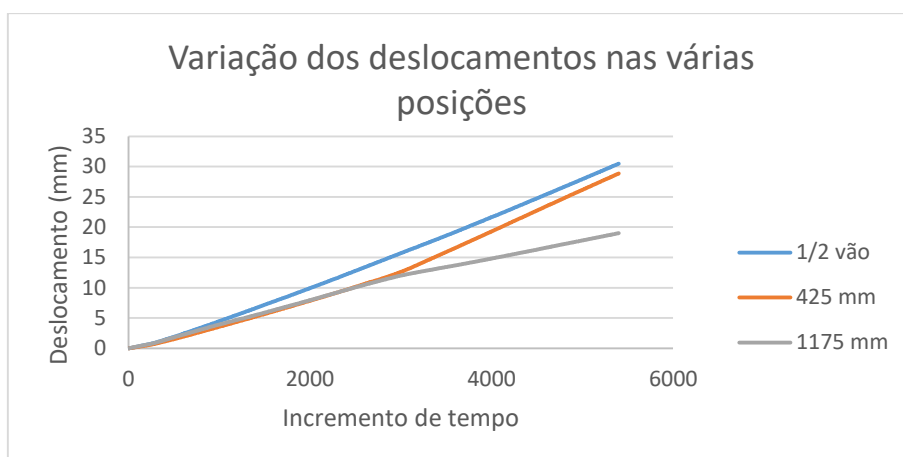


Figura A.51 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_P1).

Provete 2



Figura A.52 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_P2).

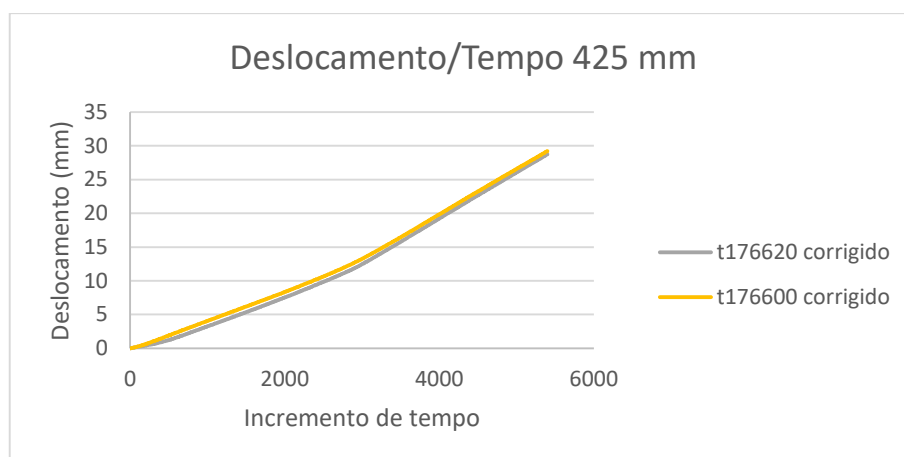


Figura A.53 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_P2).

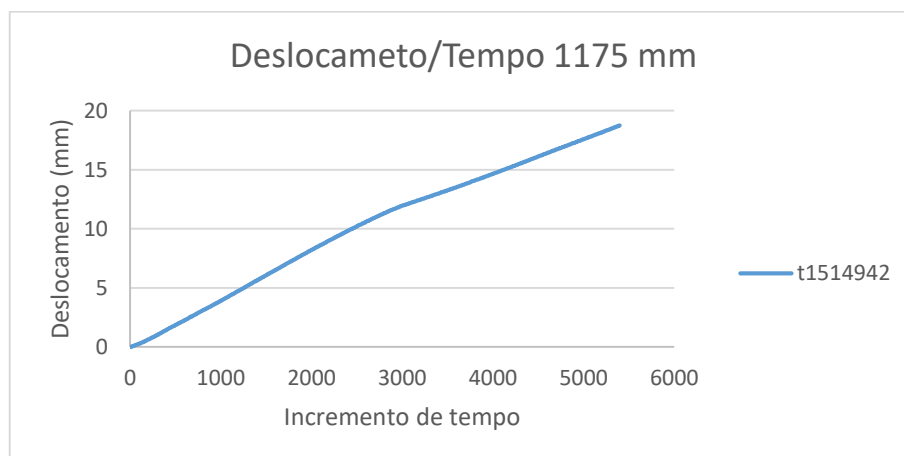


Figura A.54 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_P2).

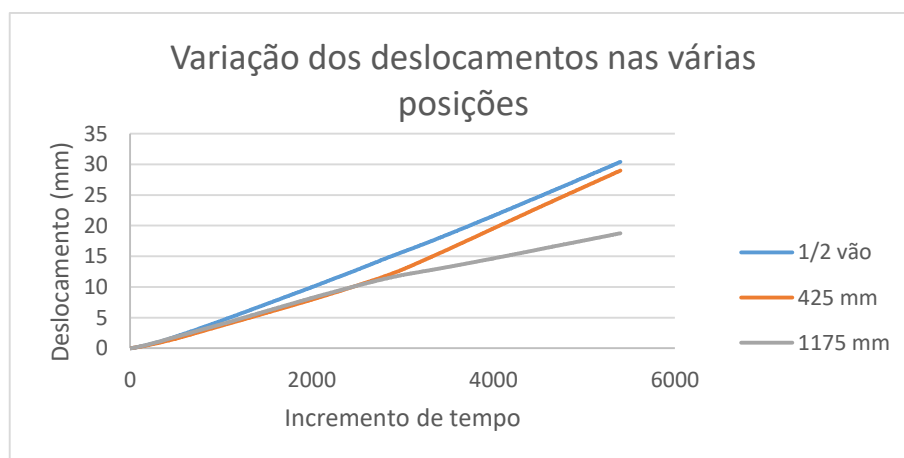


Figura A.55 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_P2).

Provete 3

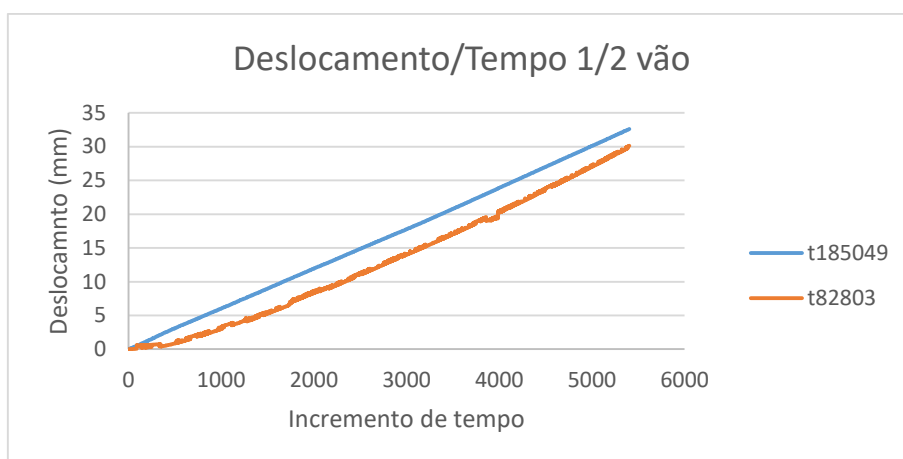


Figura A.56 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_P3).

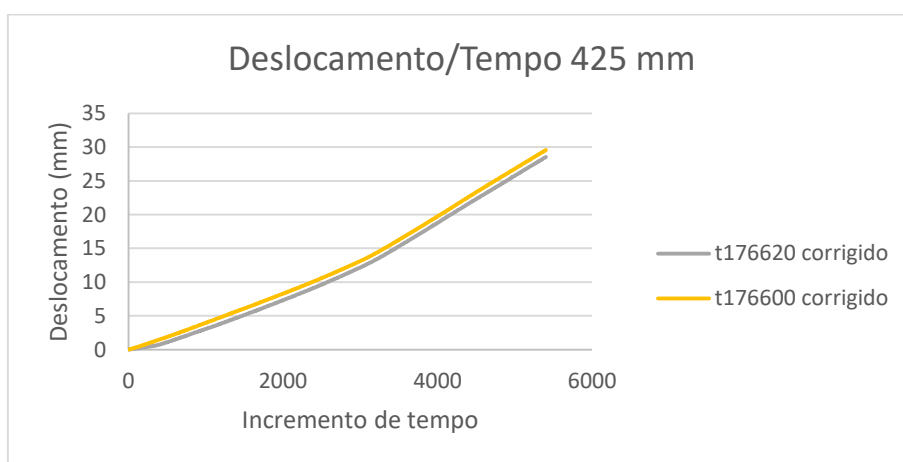


Figura A.57 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_P3).



Figura A.58 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_P3).

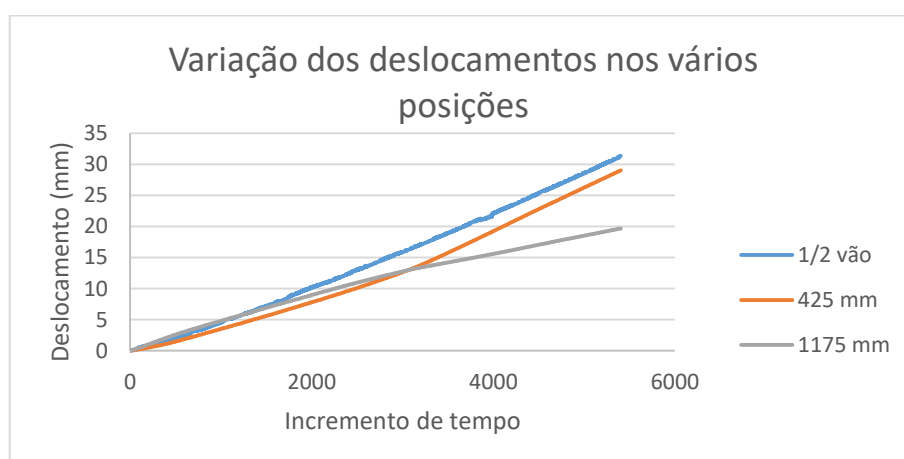


Figura A.59 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_P3).

- CLB com altura 160 mm

Provete 1

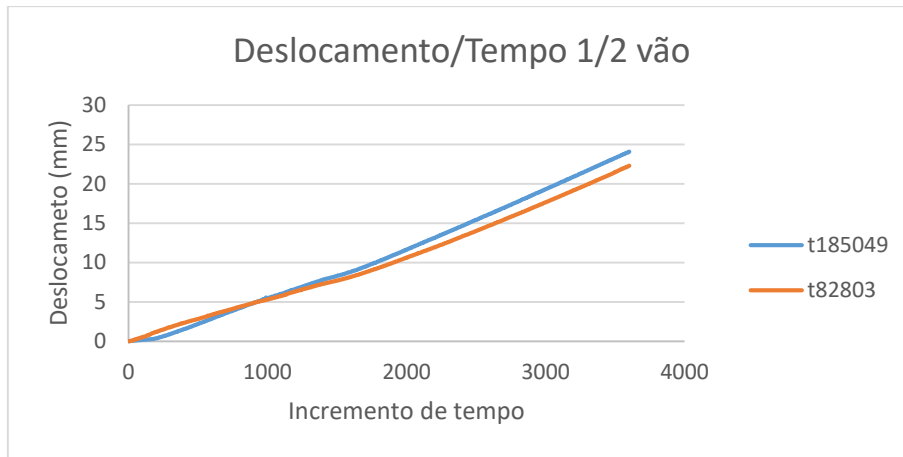


Figura A.60 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_P1).

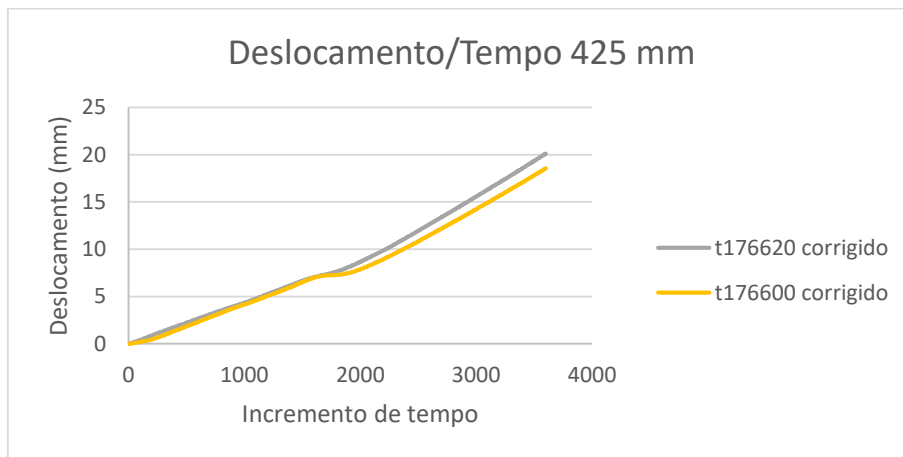


Figura A.61 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_P1).

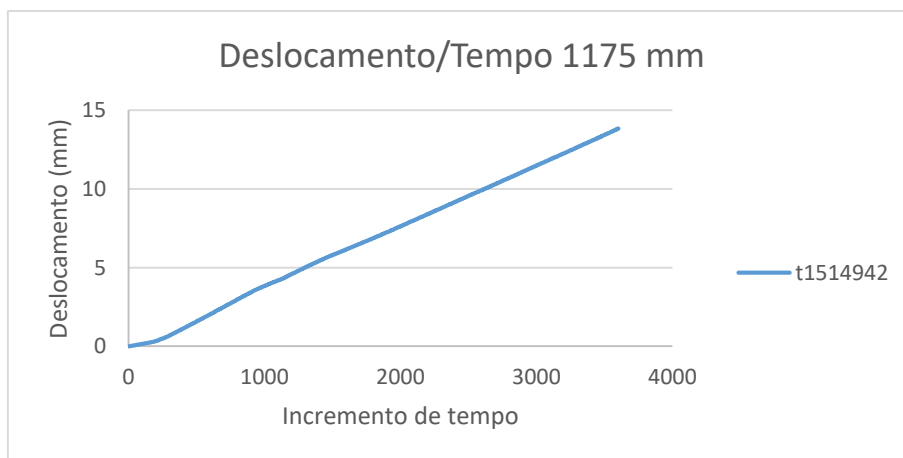


Figura A.62 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_160\_P1).

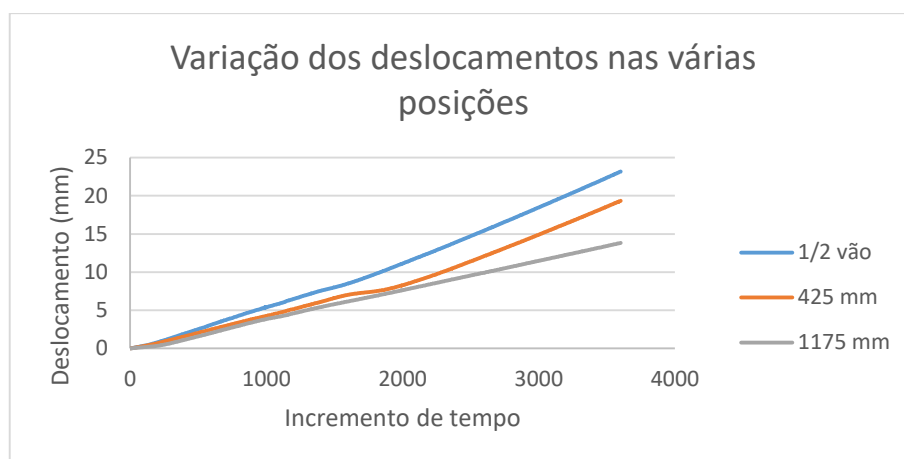


Figura A.63 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_P1).

Provete 2

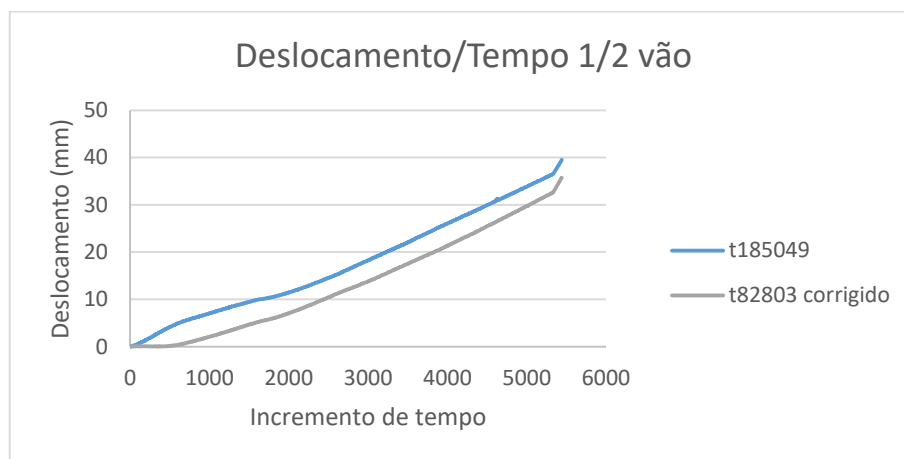


Figura A.64 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_P2).

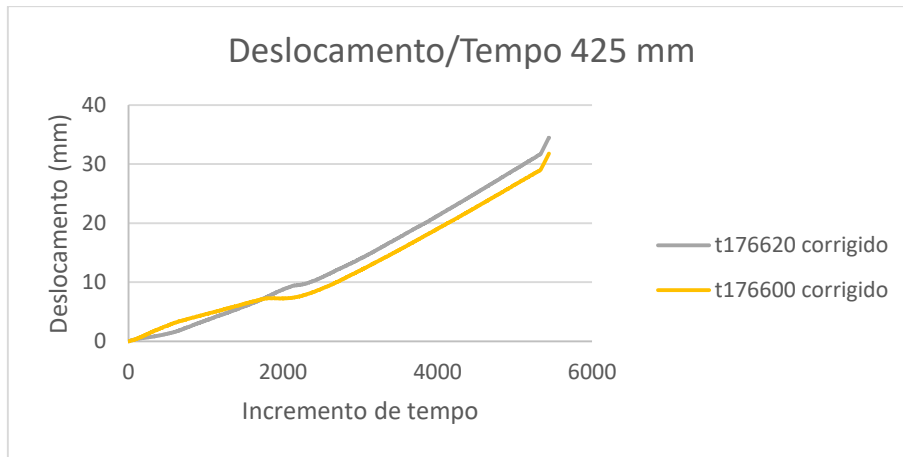


Figura A.65 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_P2).

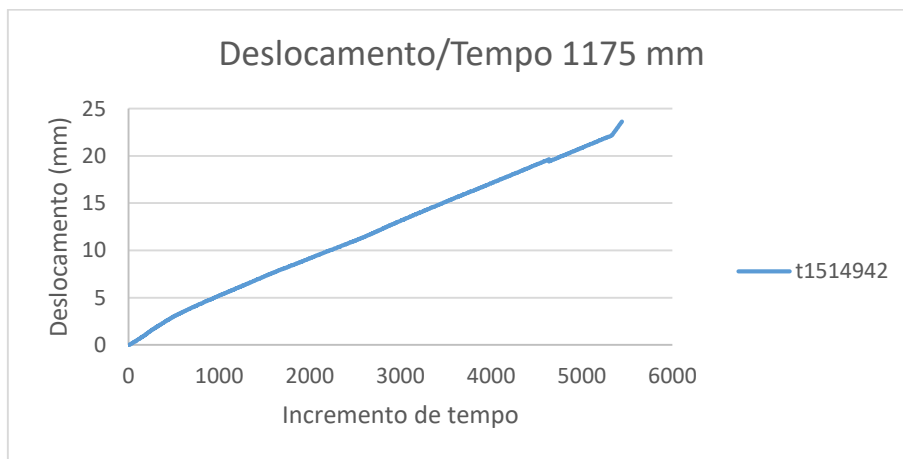


Figura A.66 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_160\_P2).

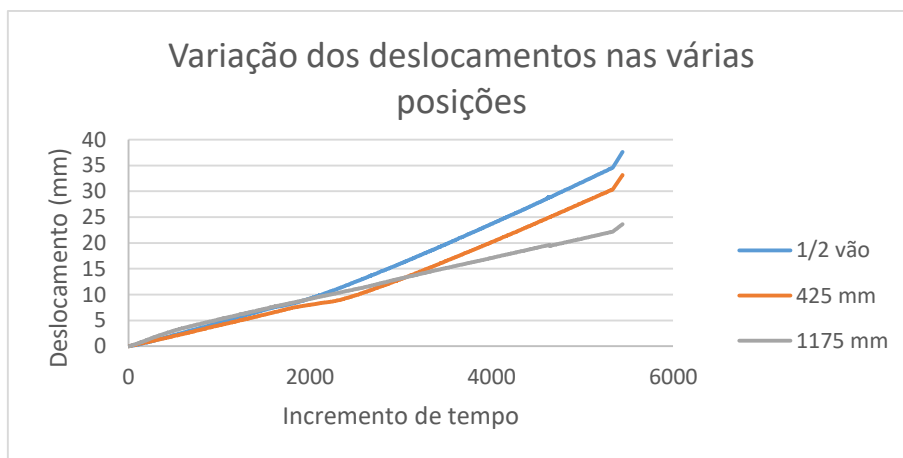


Figura A.67 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_P2).



## Provete 3

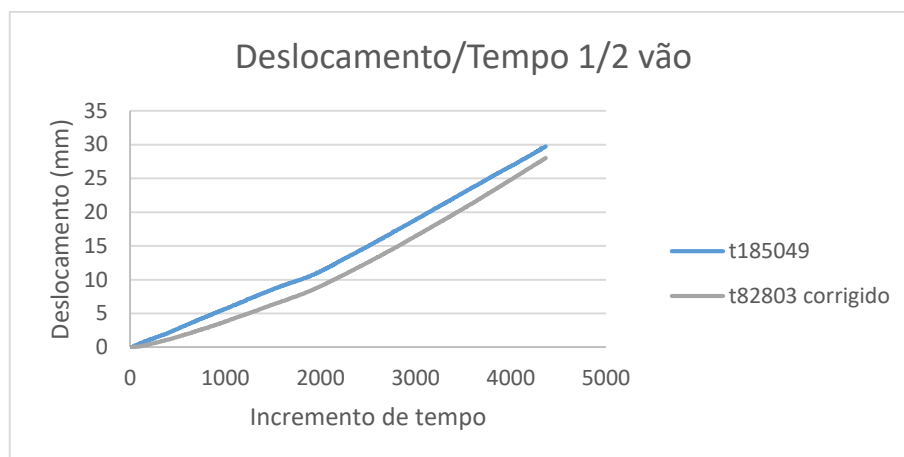


Figura A.68 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_P3).

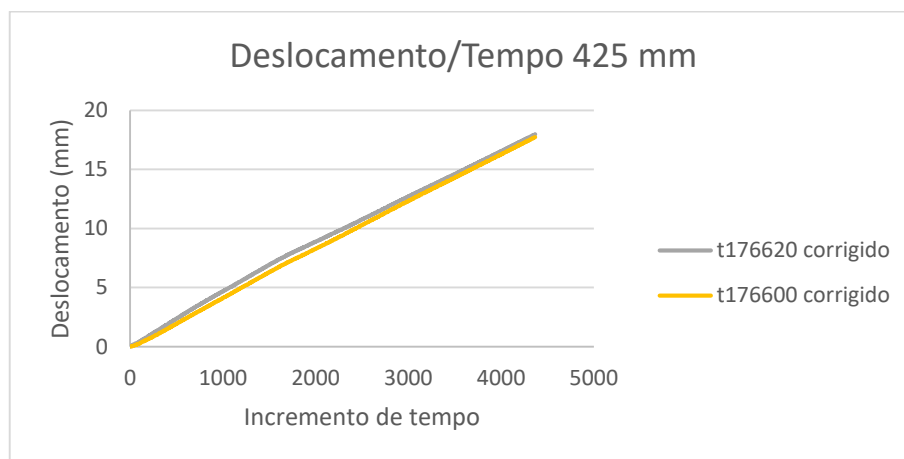


Figura A.69 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_P3).

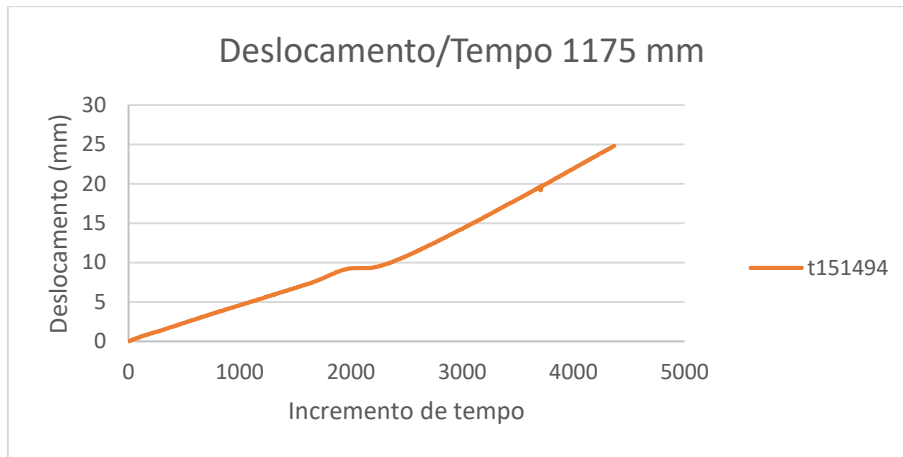


Figura A.70 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_160\_P3).

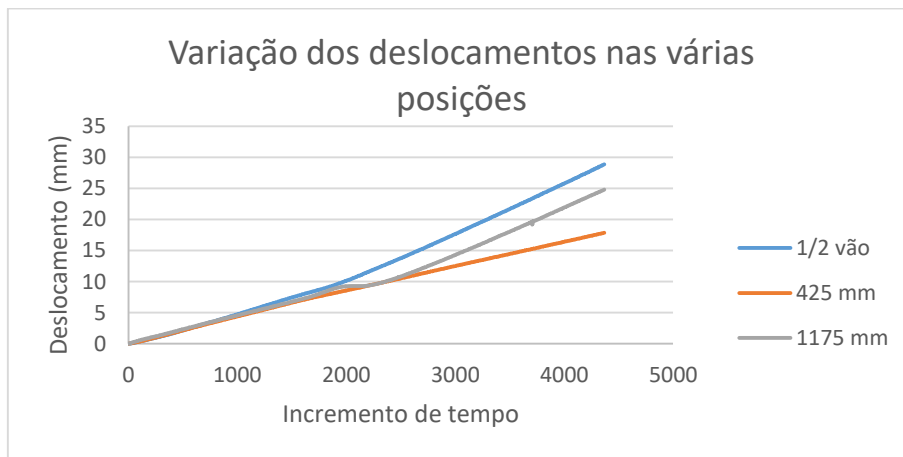


Figura A.71 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_P3).

### A.2.1.2 Ensaio com os provetes sujeitos a flexão negativa

- $\Omega$  90° com altura 120 mm

Proвете 1

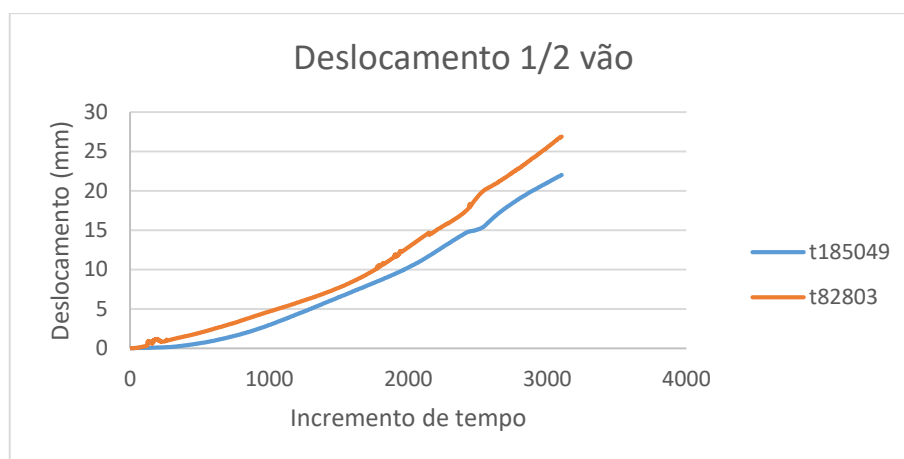


Figura A.72 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_N1).

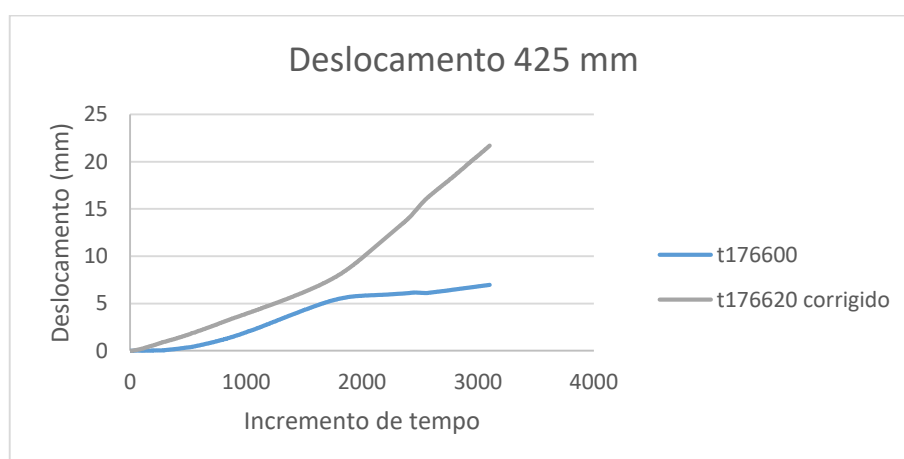


Figura A.73 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_N1).



Figura A.74 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90\_120\_N1).

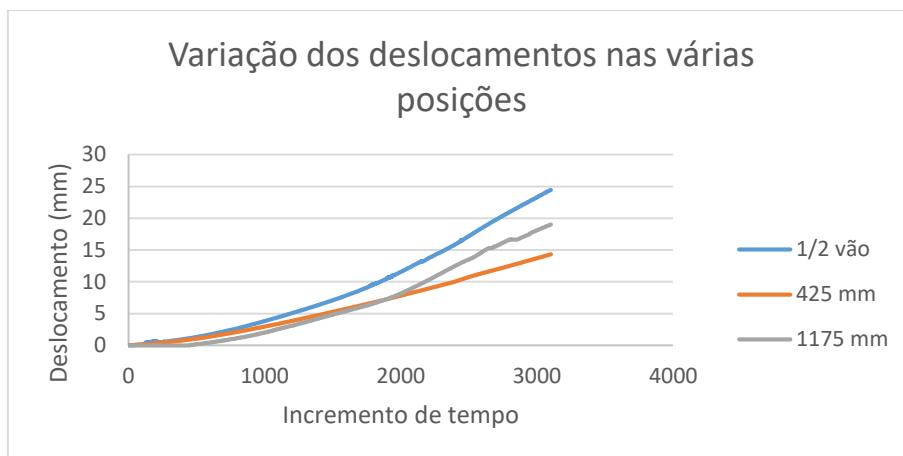


Figura A.75 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90\_120\_N1).

Provete 2

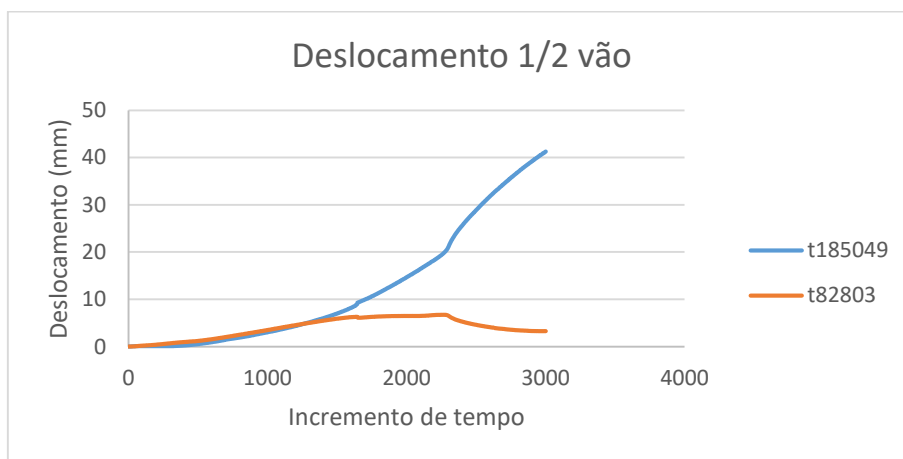


Figura A.76 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_N2).

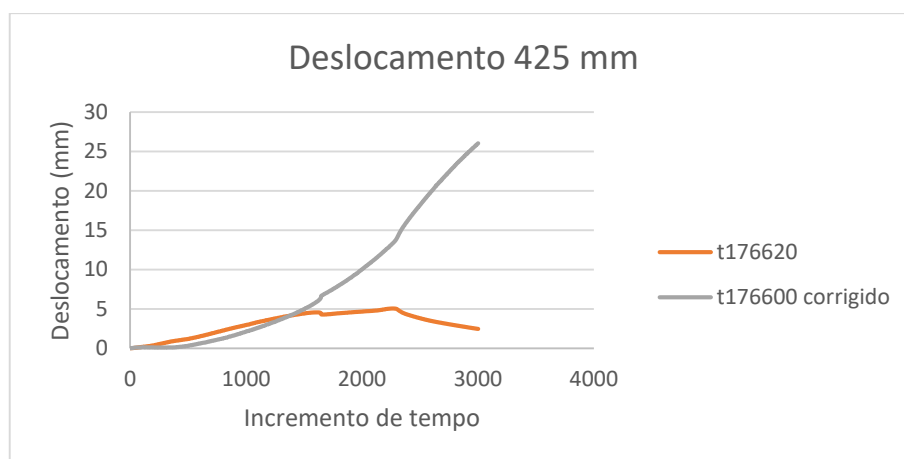


Figura A.77 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_N2).

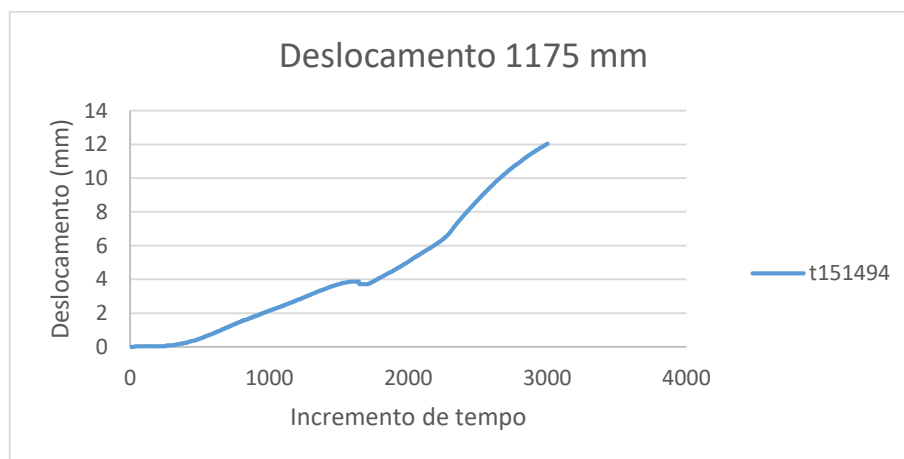


Figura A.78 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90\_120\_N2).

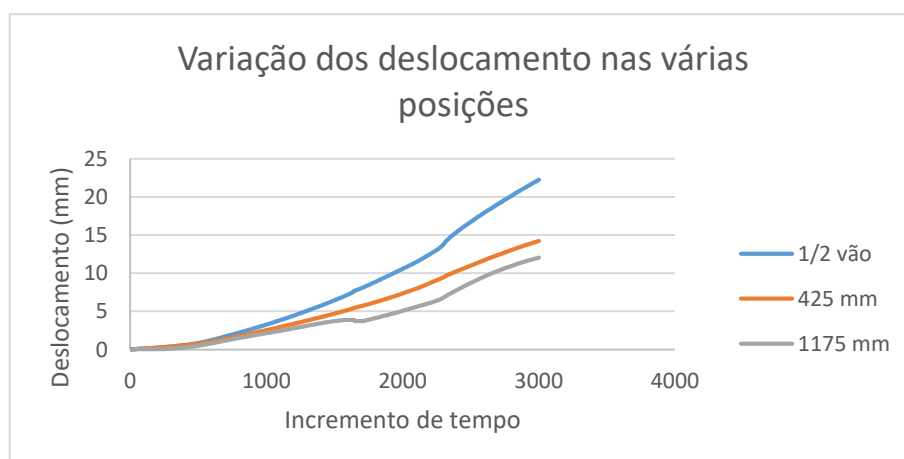


Figura A.79 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90\_120\_N2).

Provete 3

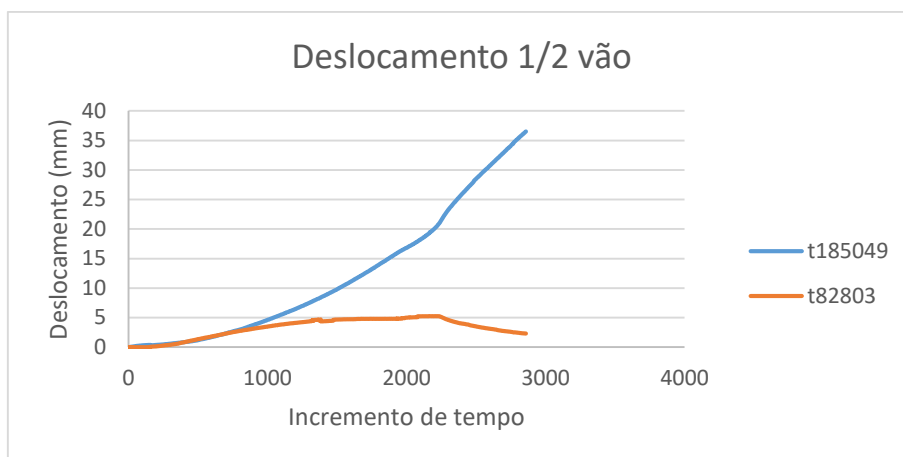


Figura A.80 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90\_120\_N3).

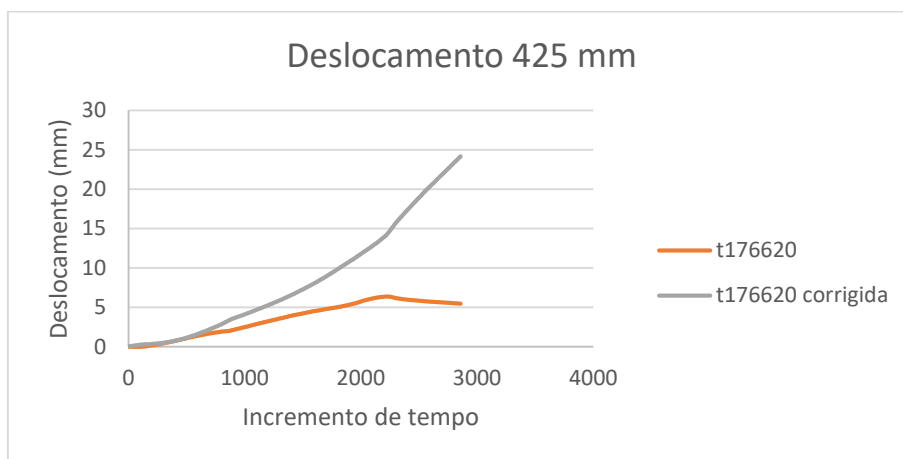


Figura A.81 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90\_120\_N3).

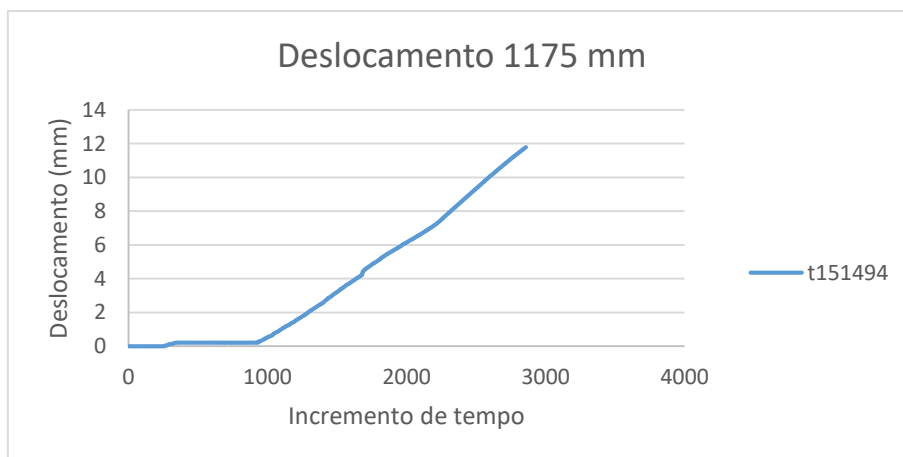


Figura A.82 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90\_120\_N3).

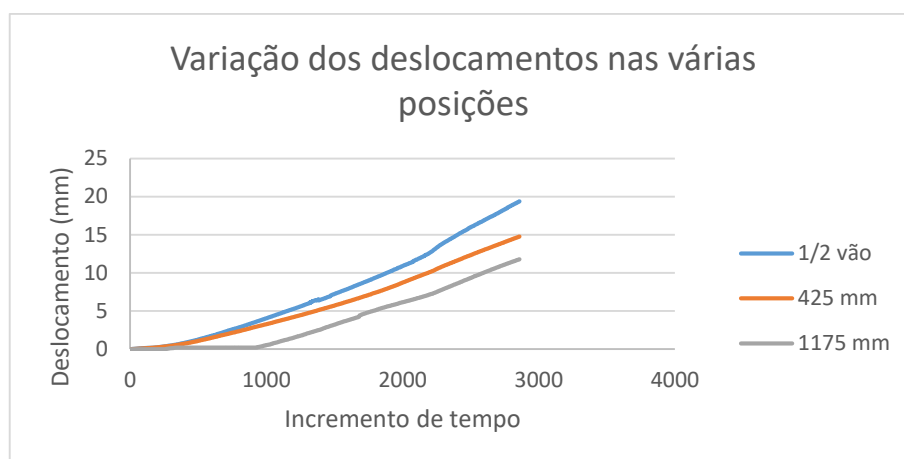


Figura A.83 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90\_120\_N3).

- $\Omega$  90° AR com altura 120 mm

Provete 1

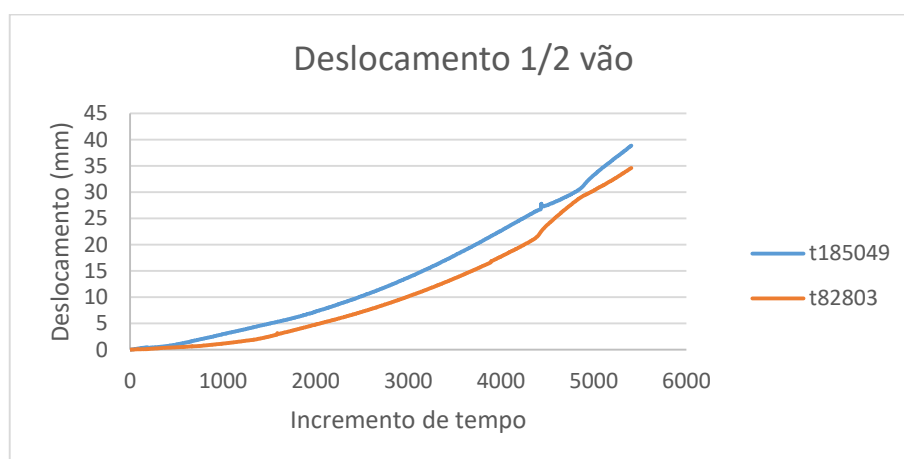


Figura A.84 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_N1).

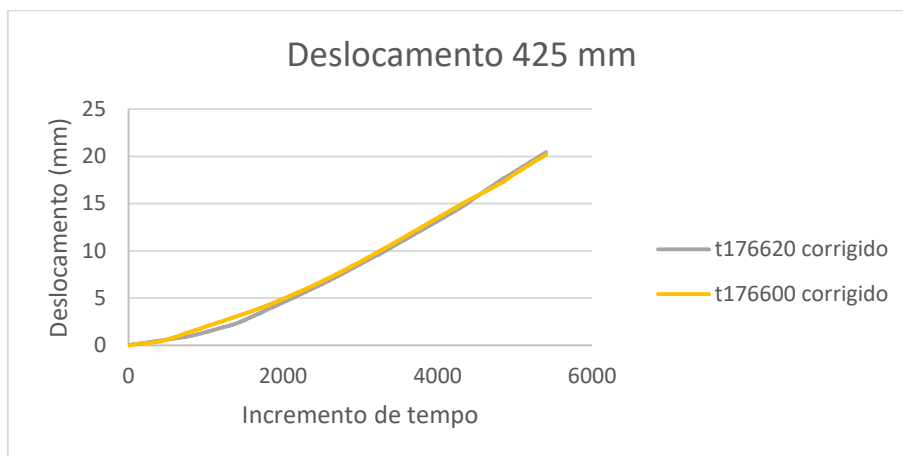


Figura A.85 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_N1).

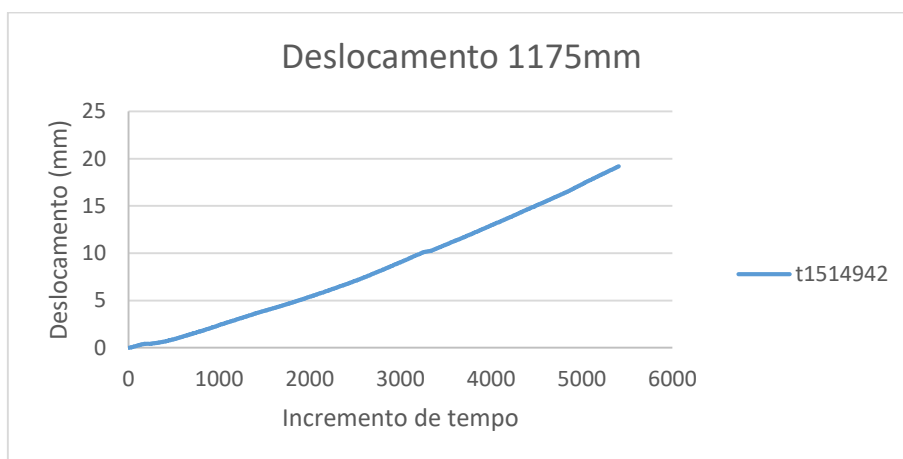


Figura A.86 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_N1).

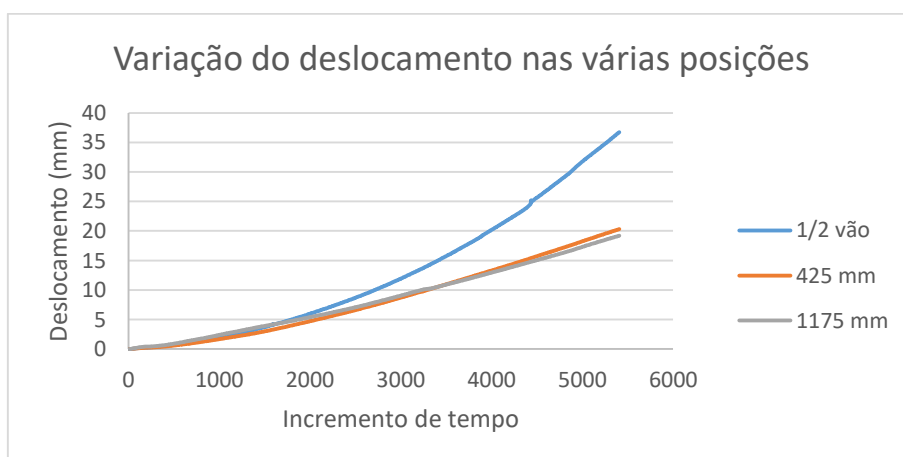


Figura A.87 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_N1).



## Provete 2

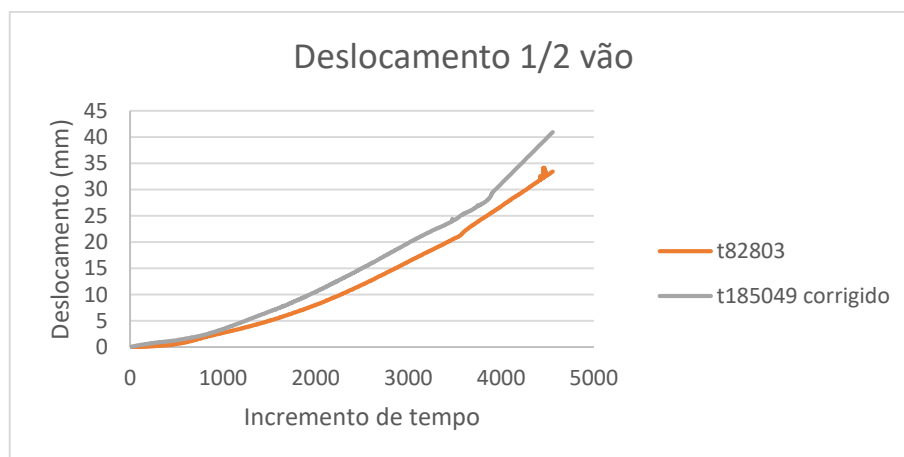


Figura A.88 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_N2).

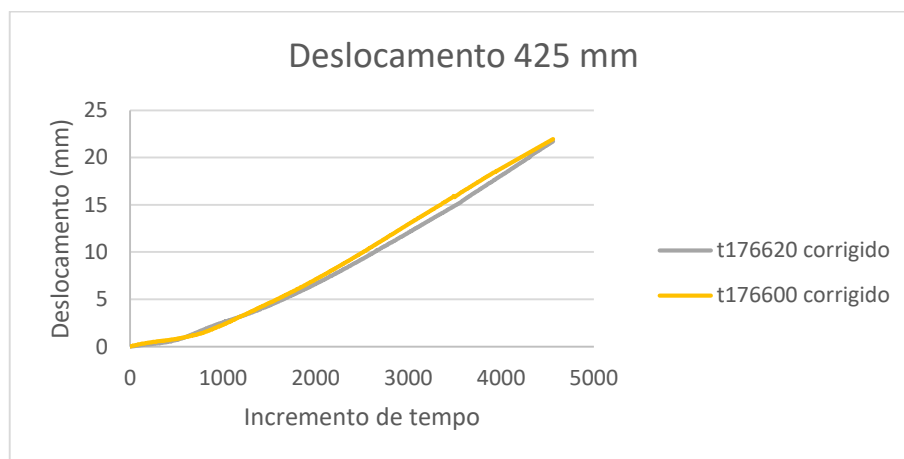


Figura A.89 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_N2).



Figura A.90 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_N2).

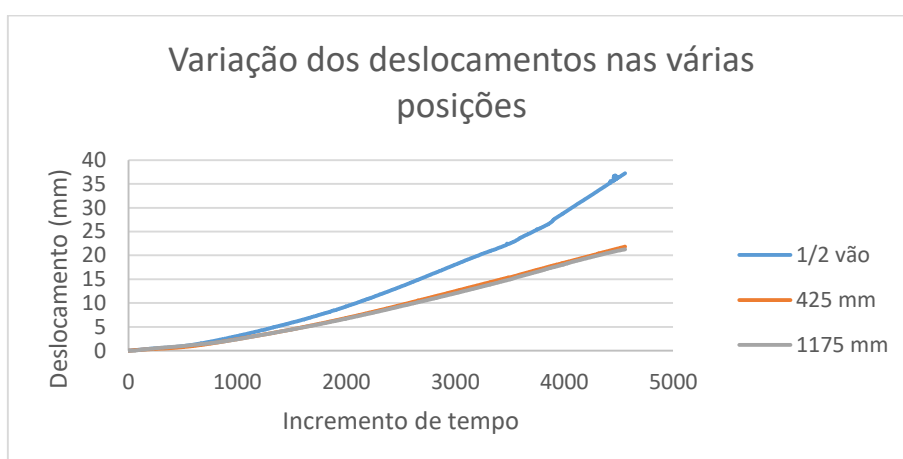


Figura A.91 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_N2).

Provete 3

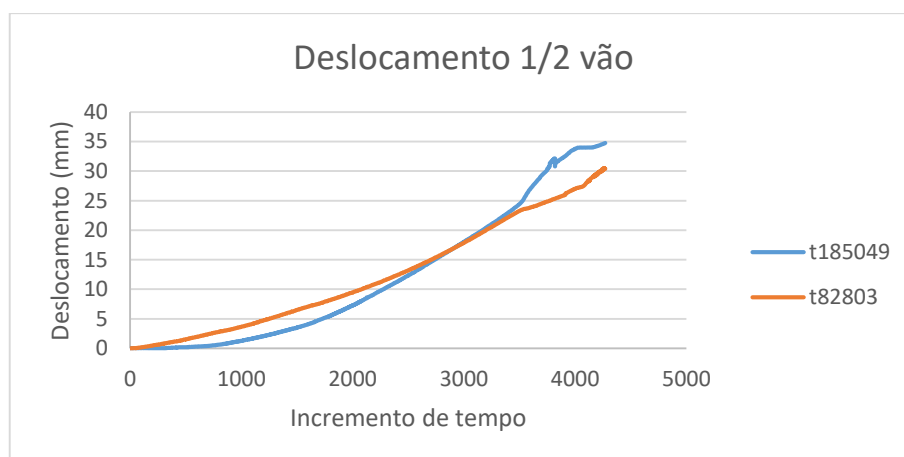


Figura A.92 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (90AR\_120\_N3).

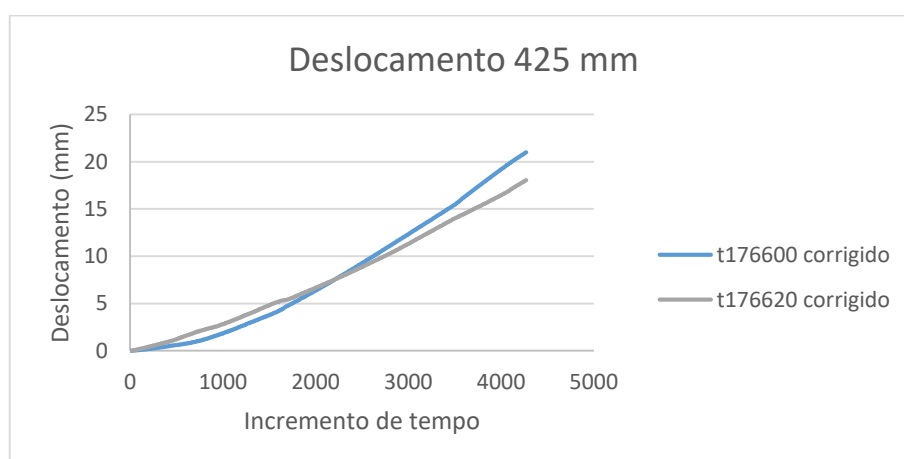


Figura A.93 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (90AR\_120\_N3).

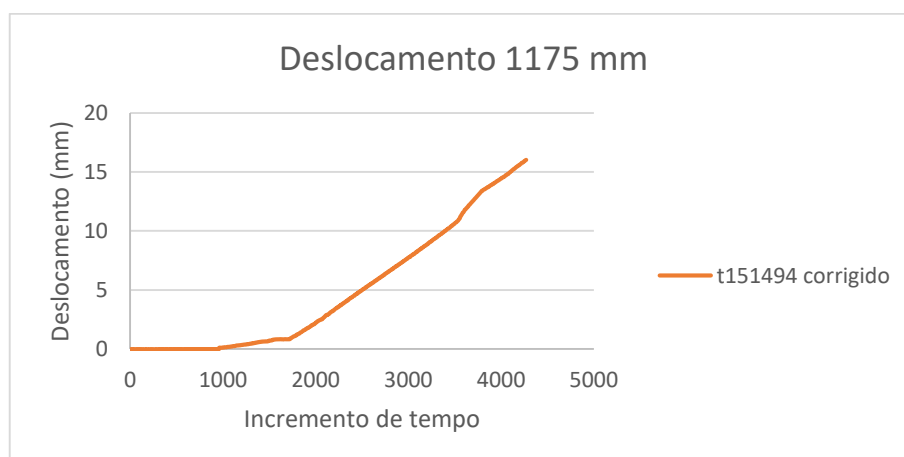


Figura A.94 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (90AR\_120\_N3).

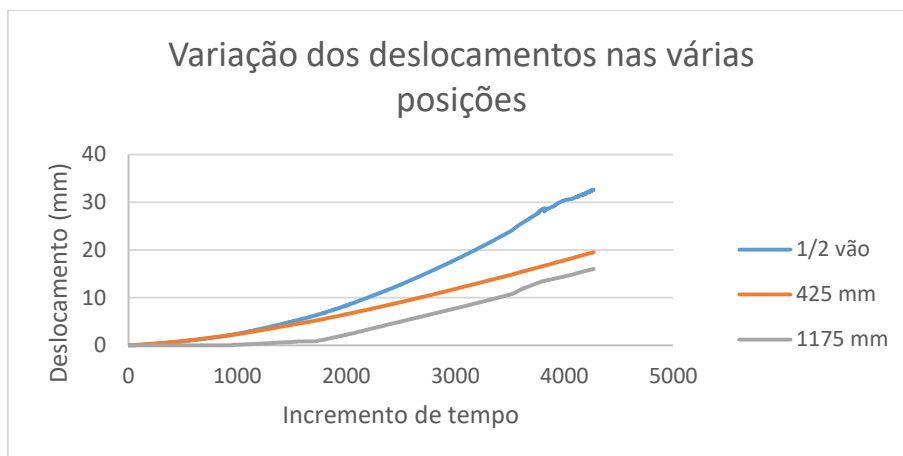


Figura A.95 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (90AR\_120\_N3).

- $\Omega$  100° com altura 120 mm

Provete 1

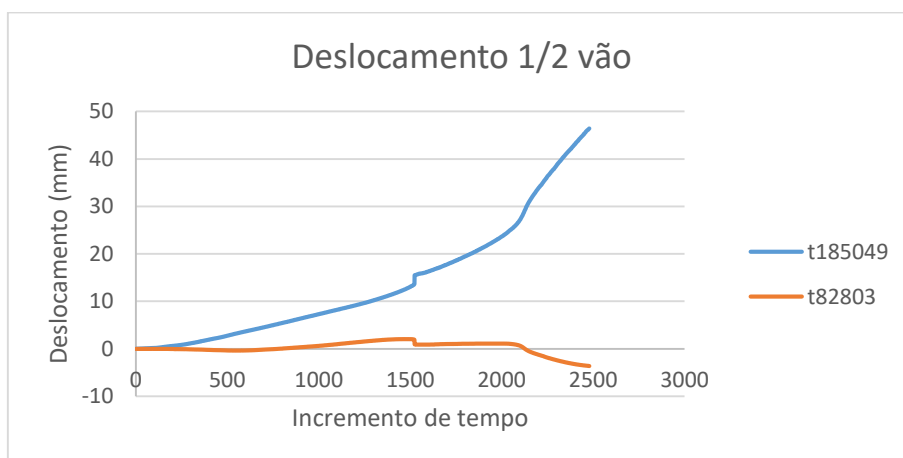


Figura A.96 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_N1).

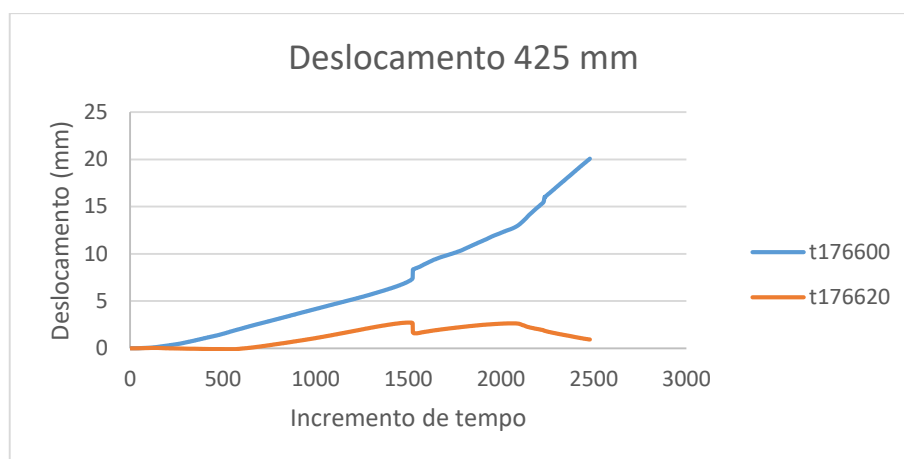


Figura A.97 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_N1).

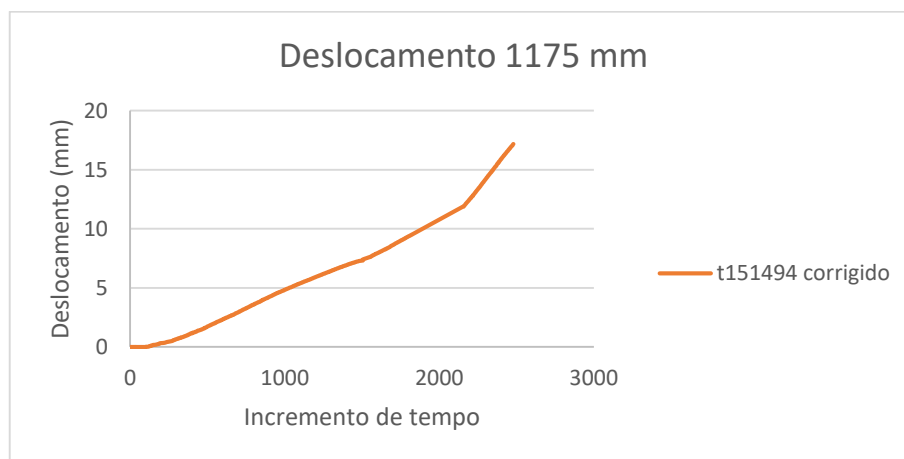


Figura A.98 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_N1).

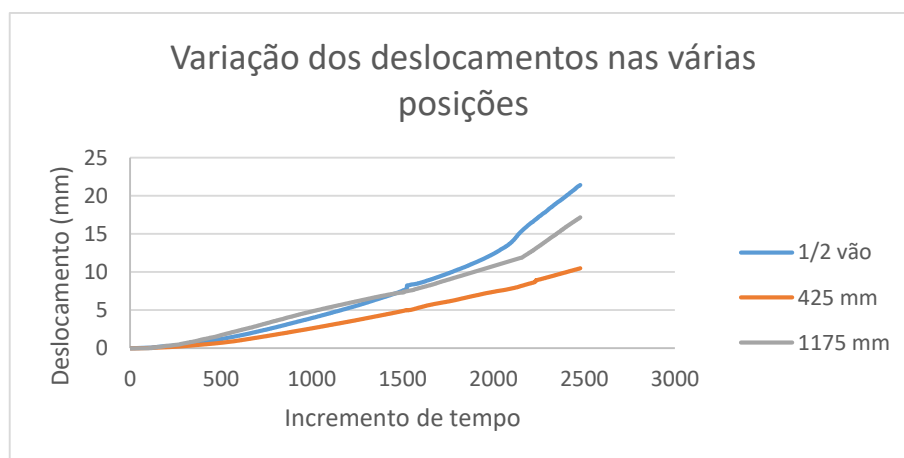


Figura A.99 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_N1).

Provete 2

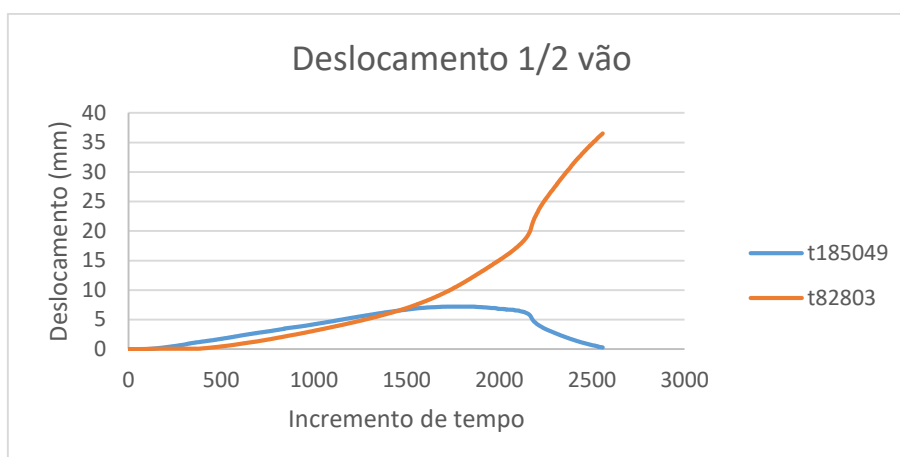


Figura A.100 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_N2).

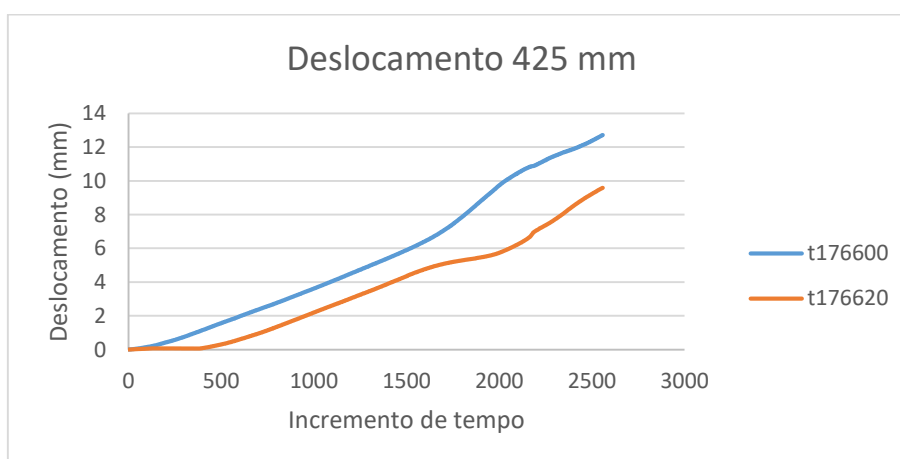


Figura A.101 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_N2).

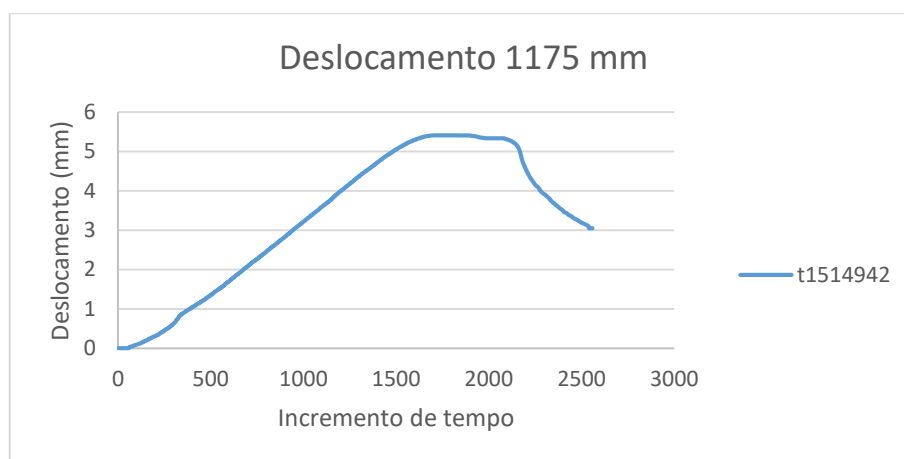


Figura A.102 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_N2).

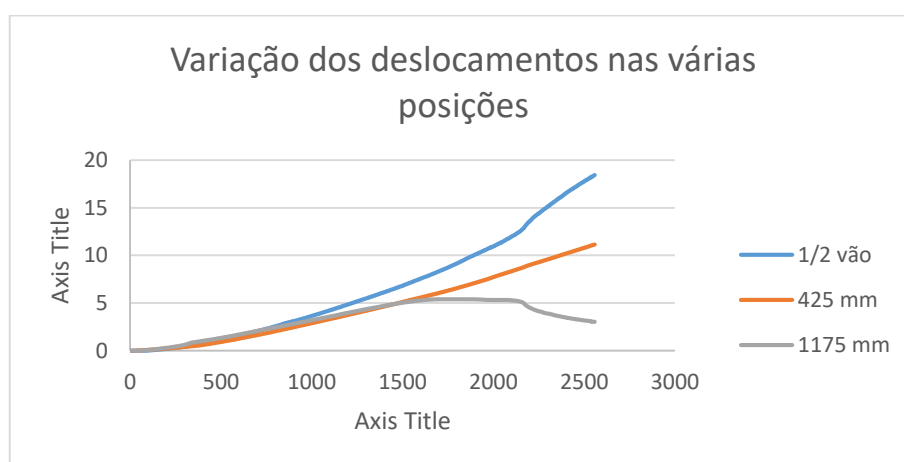


Figura A.103 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_N2).

Provete 3

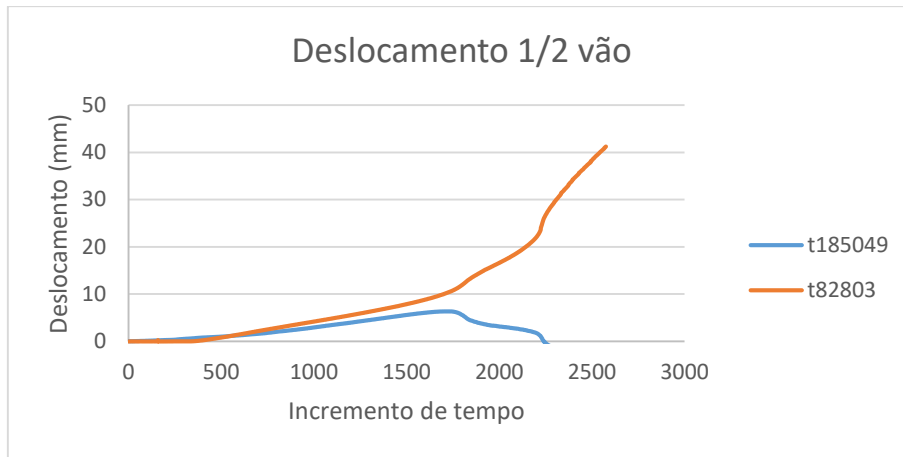


Figura A.104 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (100\_120\_N3).

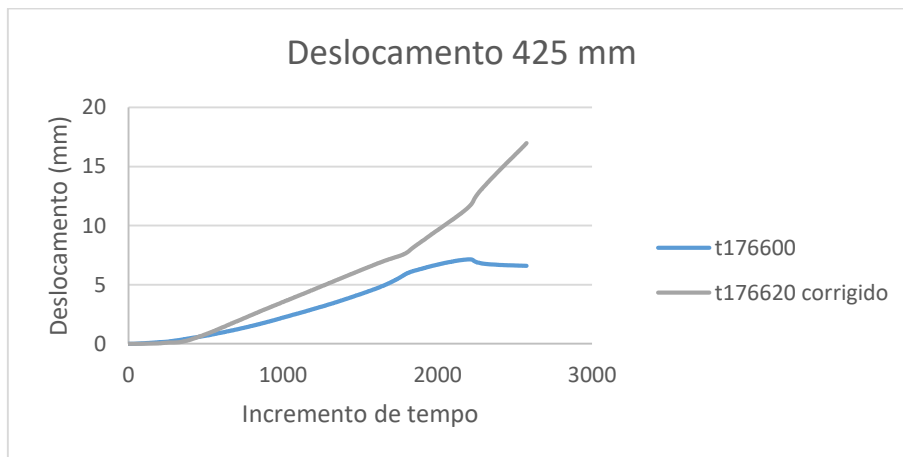


Figura A.105 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (100\_120\_N3).

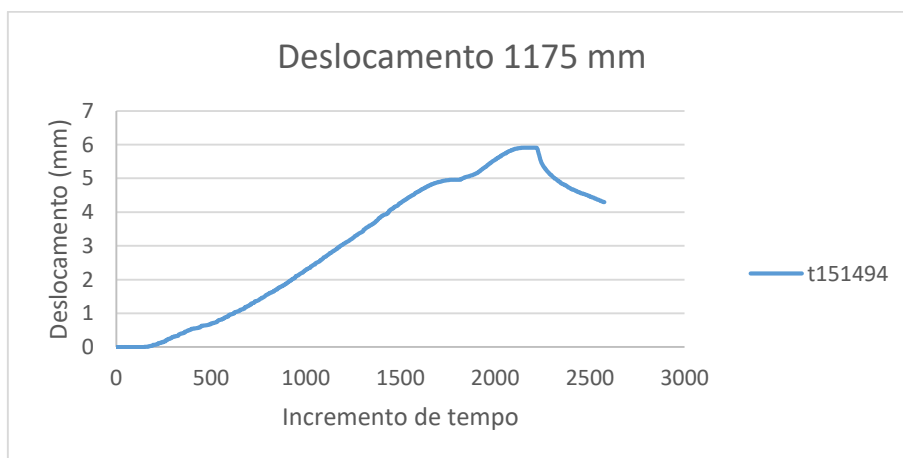


Figura A.106 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (100\_120\_N3).



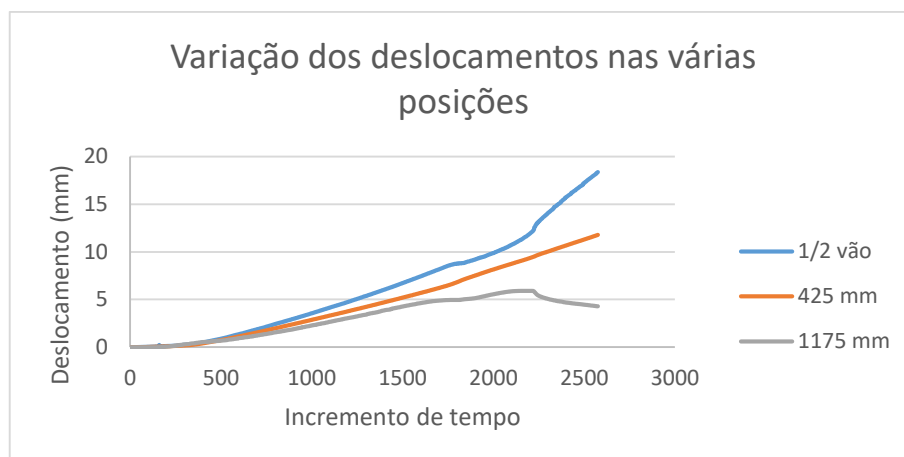


Figura A.107 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (100\_120\_N3).

- CLB com altura 120 mm

Provete 1

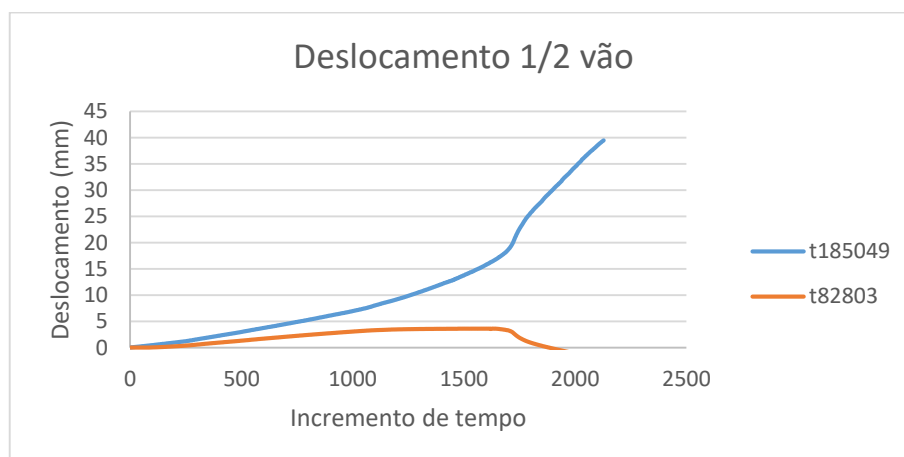


Figura A.108 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_N1).

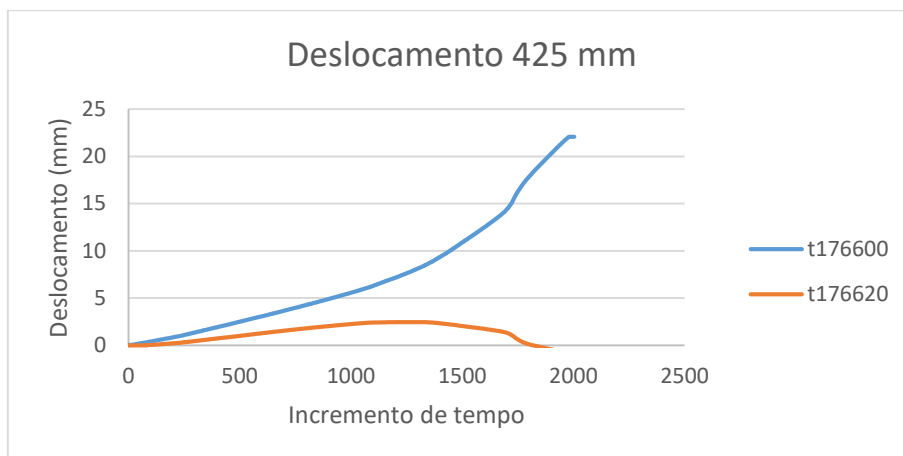


Figura A.109 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_N1).

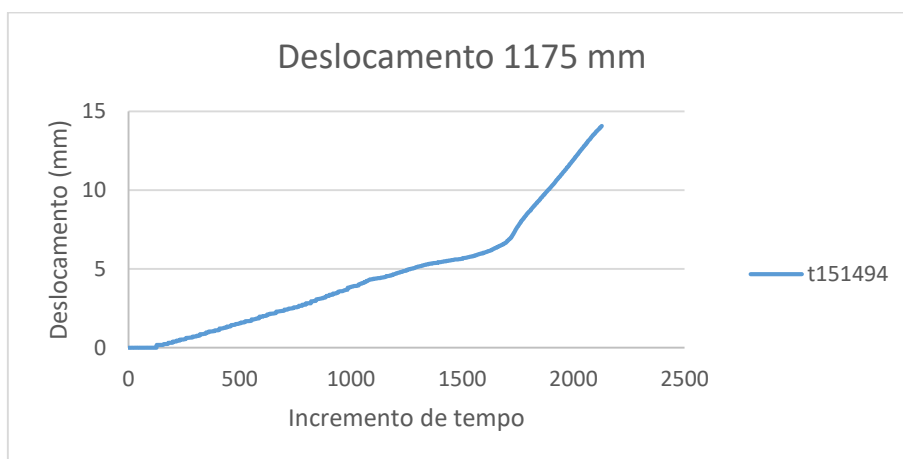


Figura A.110 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_N1).

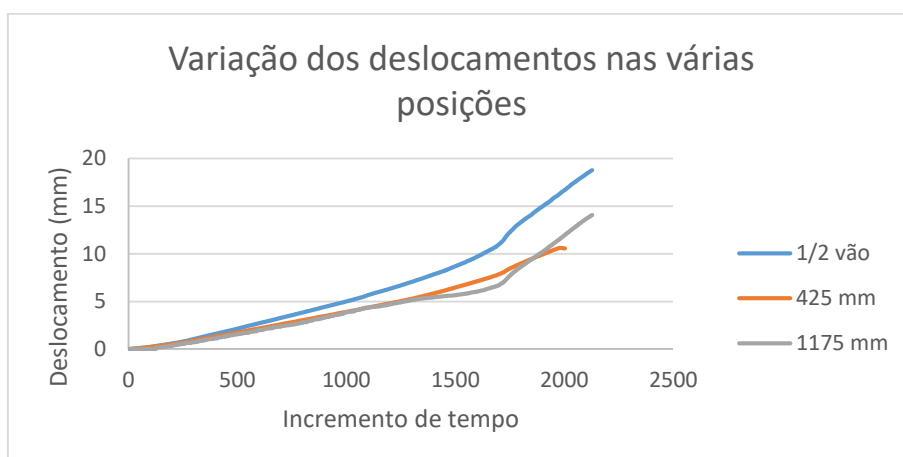


Figura A.111 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_N1).

## Provete 2

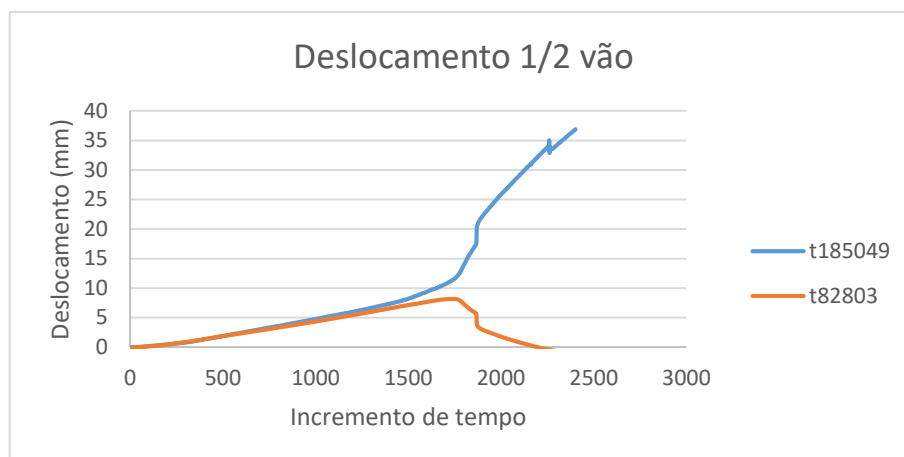


Figura A.112 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_N2).

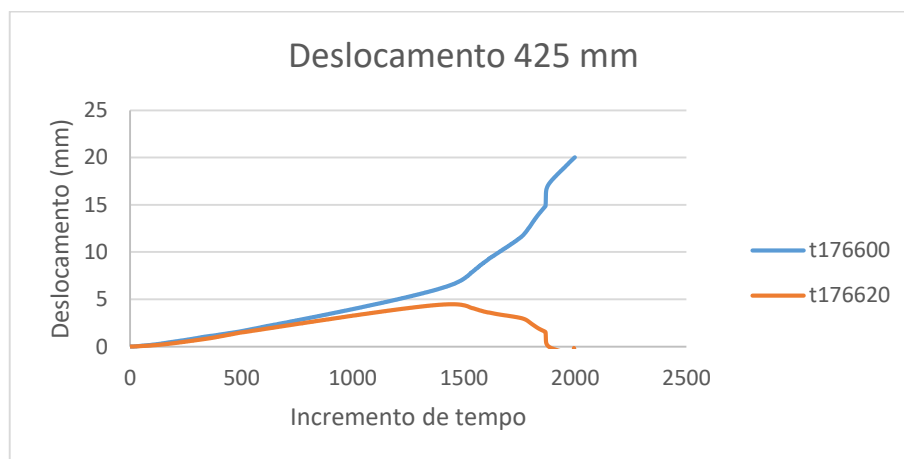


Figura A.113 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_N2).

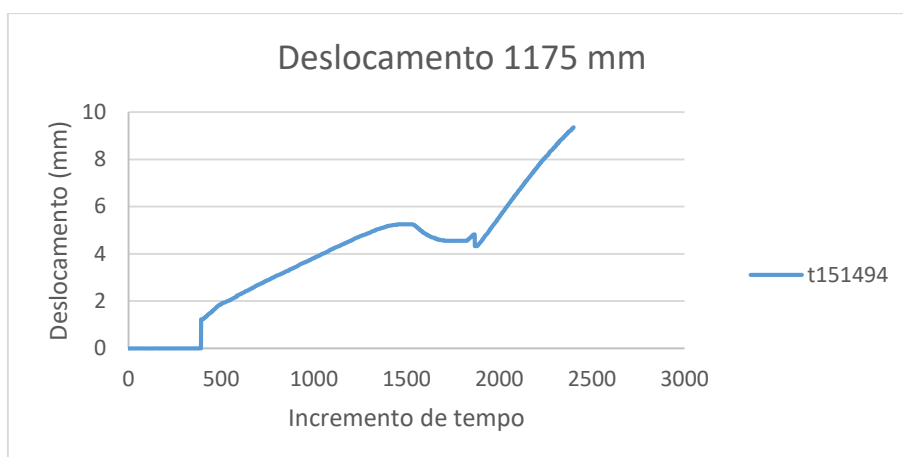


Figura A.114 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_N2).

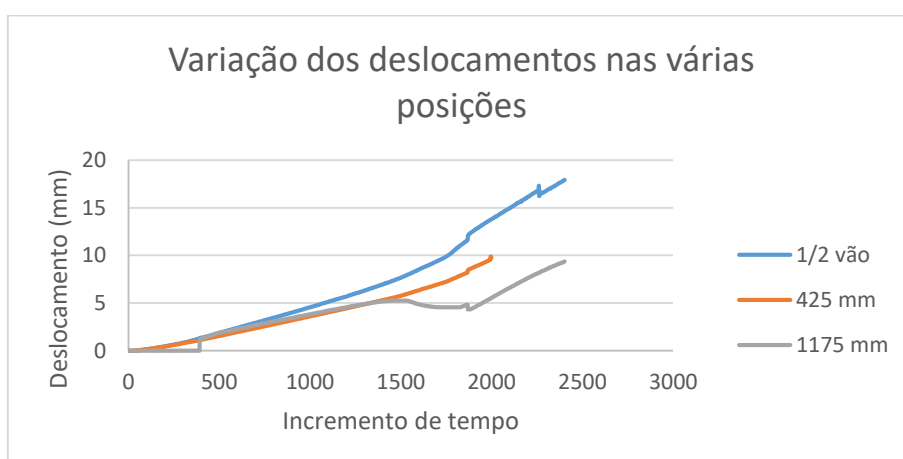


Figura A.115 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_N3).

Provete 3

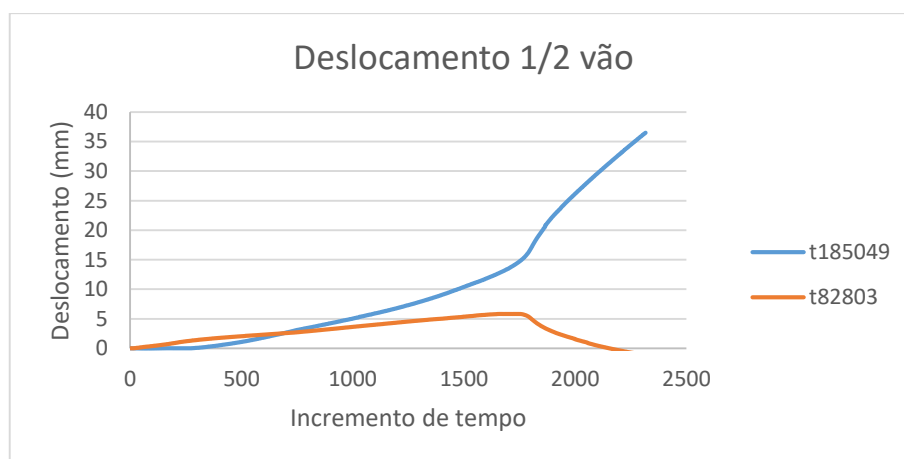


Figura A.116 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_120\_N3).

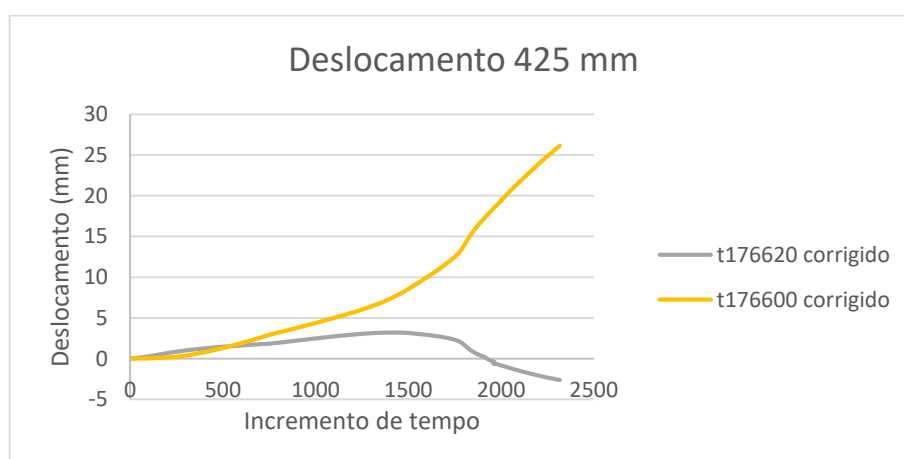


Figura A.117 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_120\_N3).

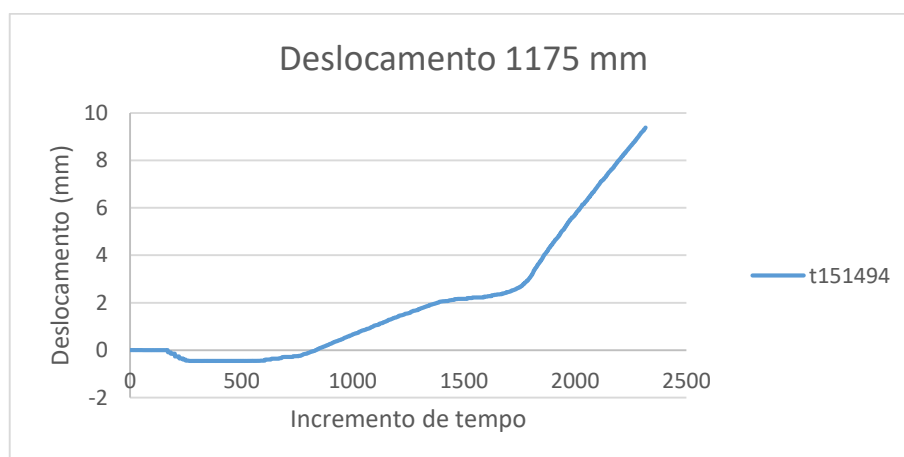


Figura A.118 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_N3).

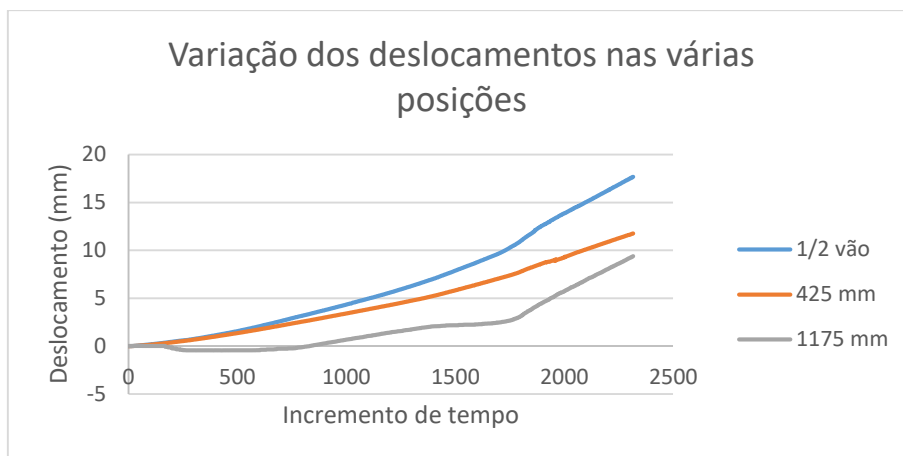


Figura A.119 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_120\_N3).

- CLB com altura de 160 mm

Provete 1

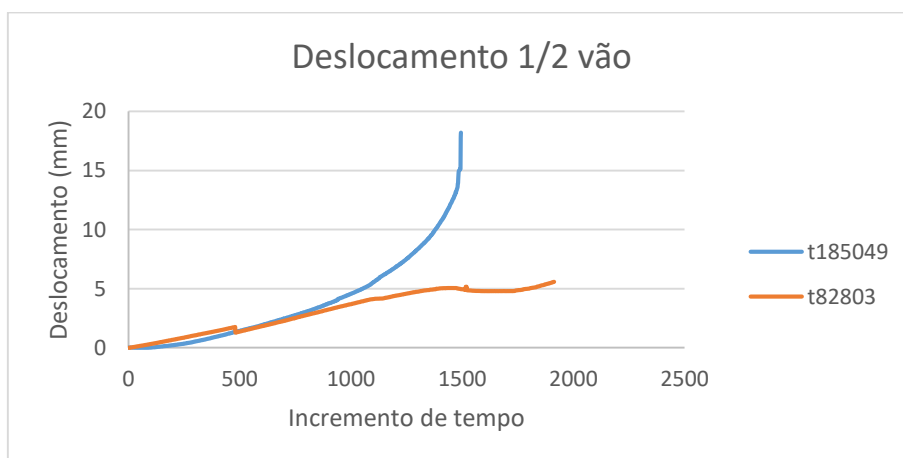


Figura A.120 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_N1).

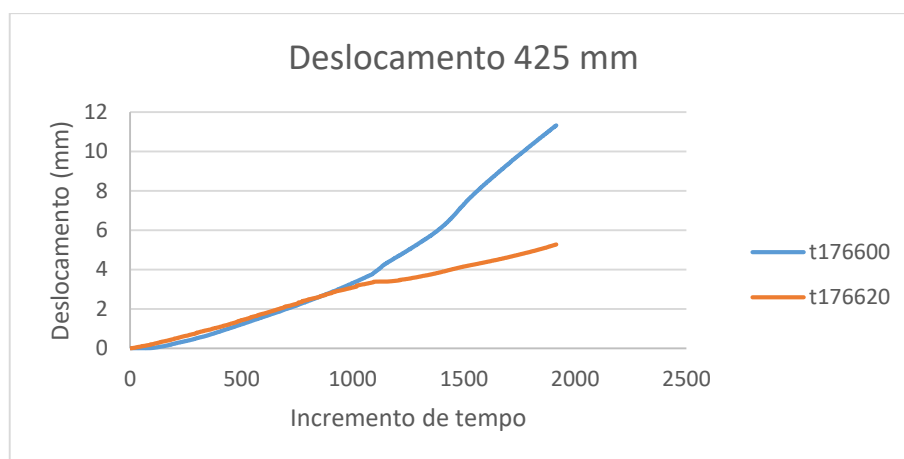


Figura A.121 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_N1).

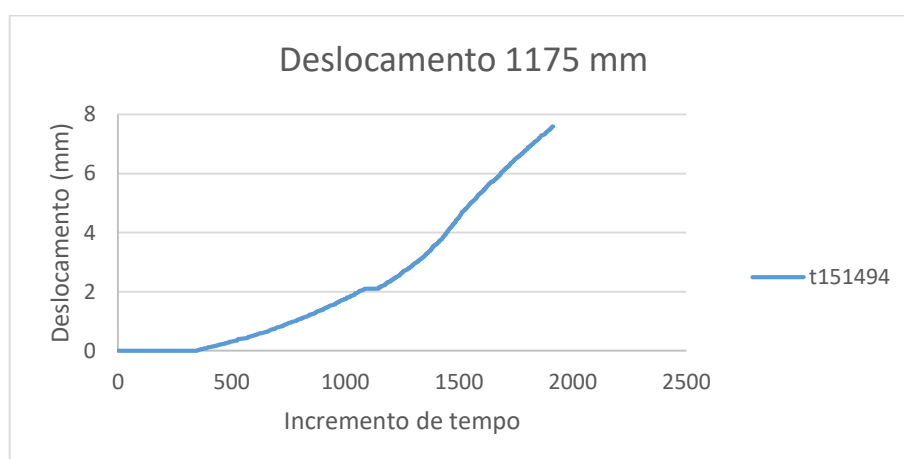


Figura A.122 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_160\_N1).

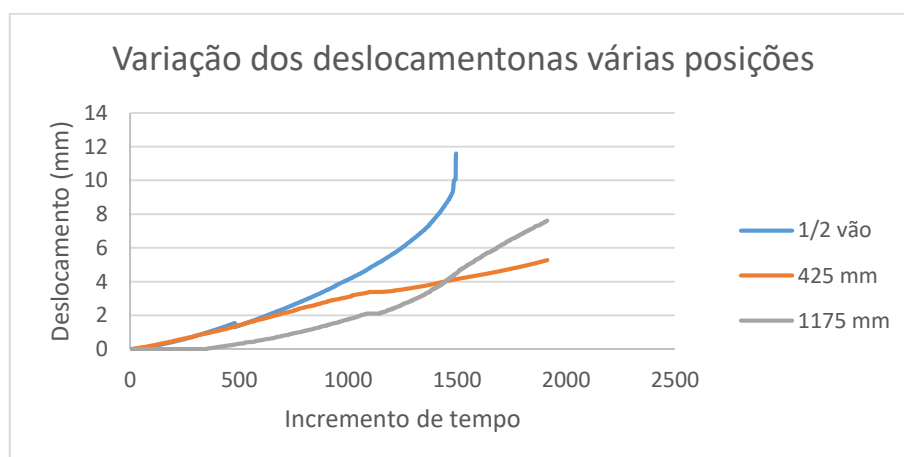


Figura A.123 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_N1).

Provete 2

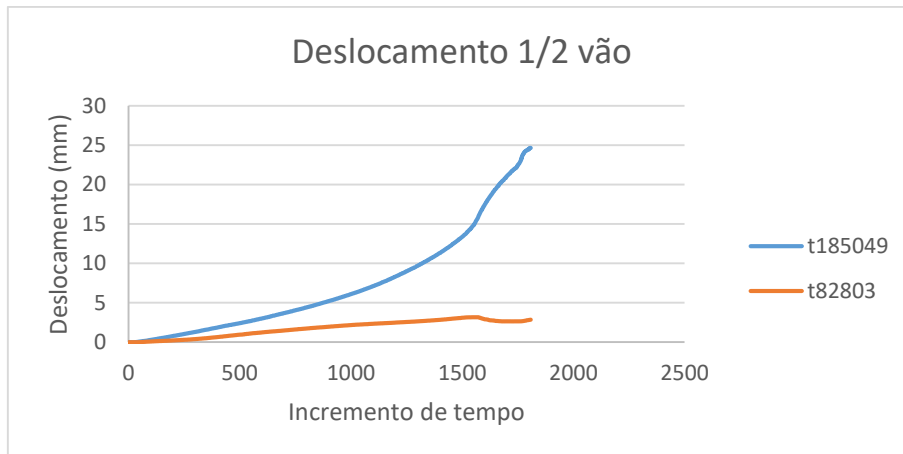


Figura A.124 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_N2).

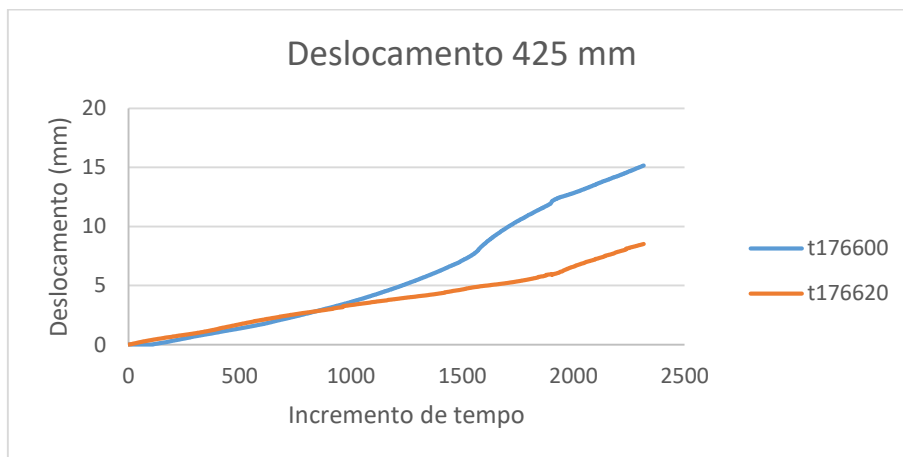


Figura A.125 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_N2).



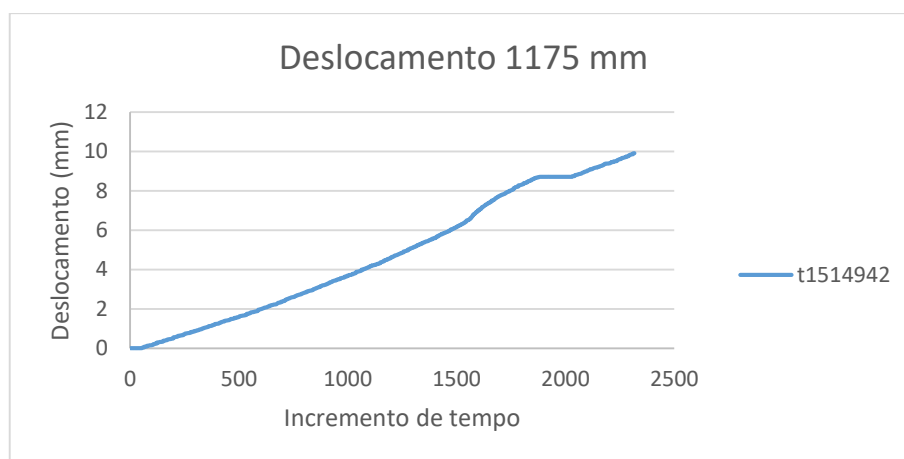


Figura A.126 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_120\_N2).

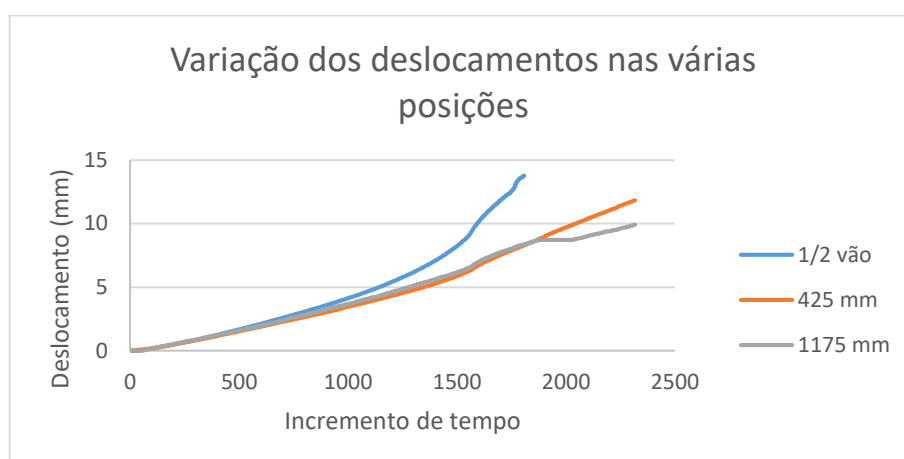


Figura A.127 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_N2).

Provete 3

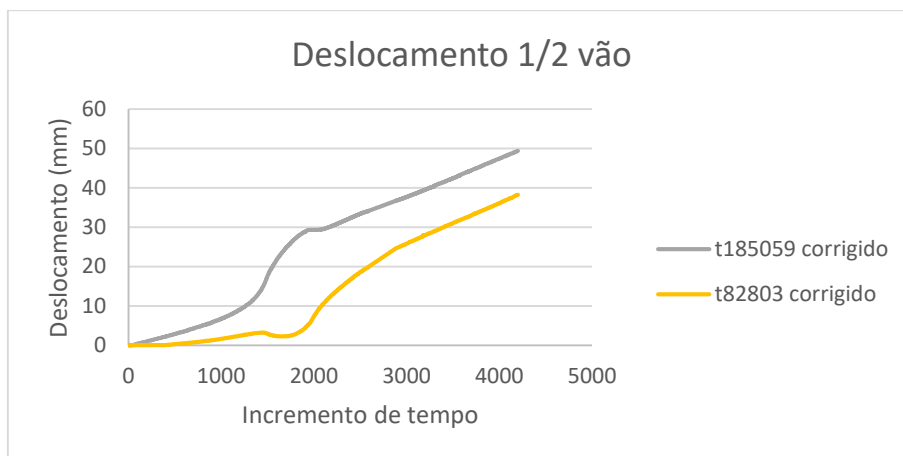


Figura A.128 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção a meio vão (CLB\_160\_N3).

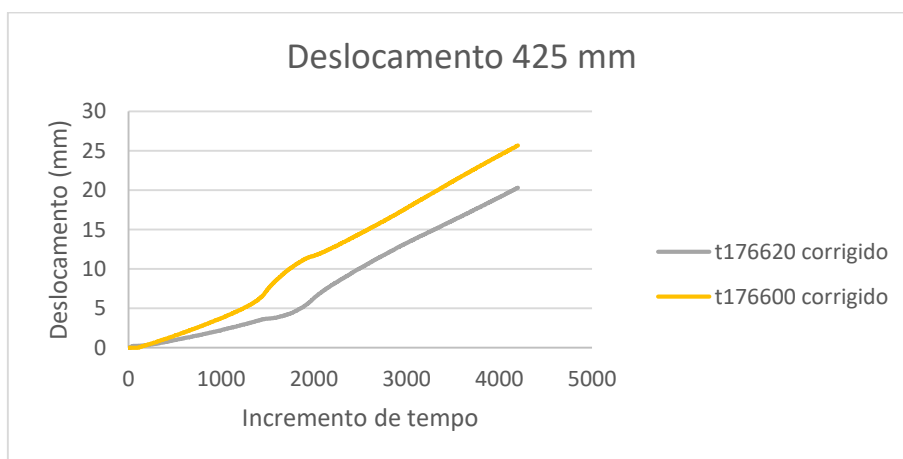


Figura A.129 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 425 mm (CLB\_160\_N3).

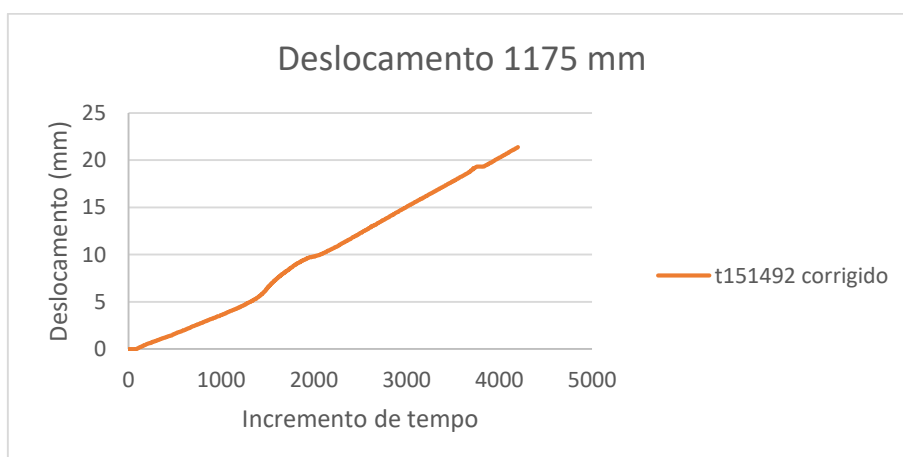


Figura A.130 Relação deslocamento e incremento de tempo na secção 1175 mm (CLB\_160\_N3).

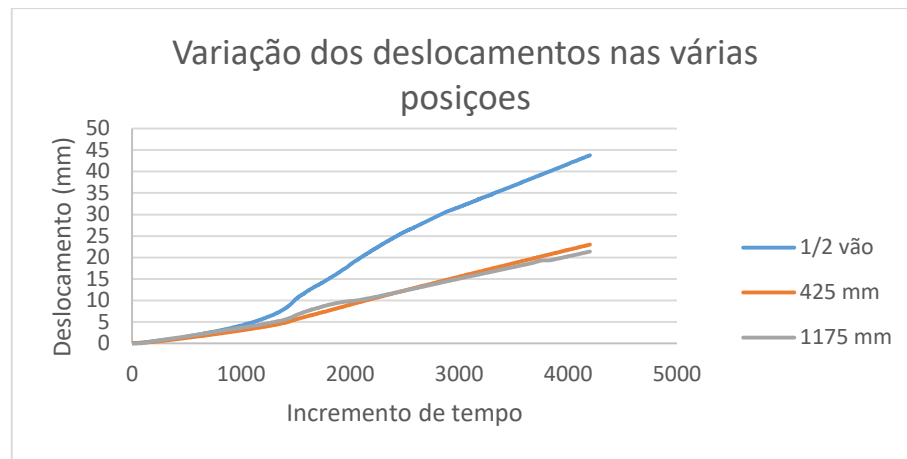


Figura A.131 Relação deslocamento médio e incremento de tempo nas três secções (CLB\_160\_N3).